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 en
Filière : Travaux Publics
spécialité : Matériaux et structures

Thème

Conception et étude du viaduc V2 sur l'évitement de la ville de Boumerdes du PK 11+480 au PK11+620

Présenté par :

ALILICHE Aïmen

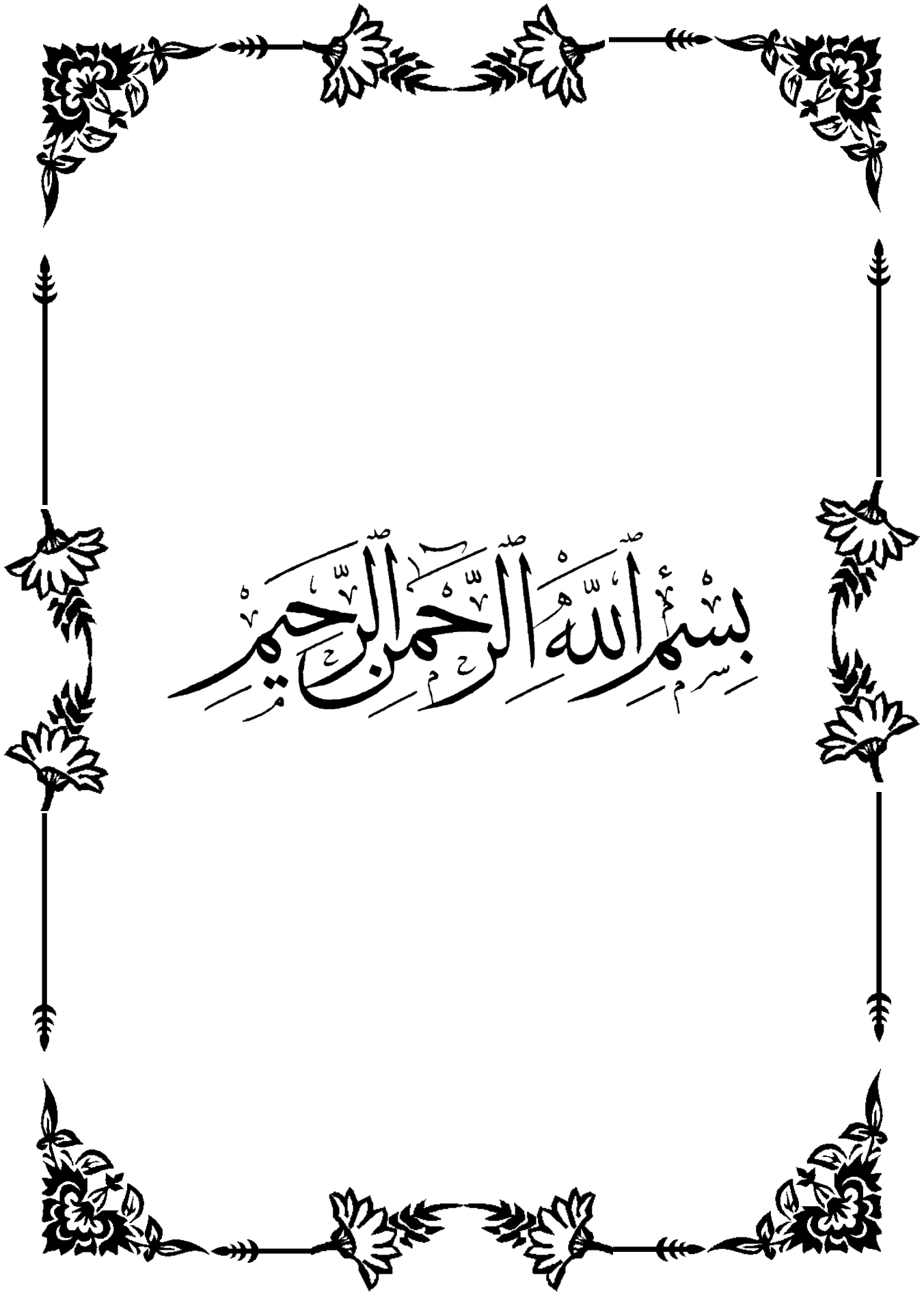
BOUMAAZA Abdelkarim

Encadré par :

Mr HEMAIDI Zourgui Nadjib

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercie ALLAH qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce projet.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

Nous tenons a remercié Mr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib notre encadreur pour son aide et sa patience le long de cette période
Nous remercions tous nous enseignants sans exception.
qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Aussi les personnels de L'EURL CDT, spécialement Mr ABDELAZIZ de leur aide, leur

encouragement et leur haute bienveuillance au seins de l'entreprise

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous fait l'honneur d'accepter de lire et de juger ce mémoire.

Merci Beaucoup

Dédicace

A nos chers parents,
Pour tous leurs sacrifices, leurs amours,
leurs tendresses, leurs soutien et leurs prières
tout au long de nos études,

A nos chers frères et sœurs, …, pour leur appui et leur encouragement,

A toute notre famille pour leur soutien tout au long de notre parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués,
et le fuit de votre soutien infaillible,

Merci d'être toujours là pour nous.

For those who value and admire knowledge,
Who will never get enough of it
And will do anything to get more of it...
We dedicate this project.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 11 + 480 والنقطة الكيلومترية 11 + 620

من مشروع الطريق الإجتنابي لمدينة بومرداس، والذي يجتاز وادي بطول 146 متر

بدأنا عملنا ببعض العموميات حول الجسور، وتوجهنا لاحقا إلى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح خيارين، وإخترنا الأفضل من بينهما إستنادا على تحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو إرتفاع ثابت منجز بطريقة التثبيت المتتالي، مع المرور بحساب سابقية الإجهاد، الدراسة الزلزالية و تحديد أبعاد مختلف العناصر المكونة للجسر، وهذا بالإستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائرك BPEL91, RCPR2008, RPOA2008 وبالاعتماد على برامج، النمذجة و الحساب و أخيرا خاتمة عامة.

الكلمات المفتاحية: جسر، تصميم، سابقية الإجهاد، التثبيت المتتالي، بنية تحتية، أساس، تسليح موجب وكامن، دراسة زلزالية

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont qui se trouve au niveau du projet de l'évitement de la ville de Boumerdes situé entre le PK 11+480 et le PK11+620 qui peut franchit une brèche d'une longueur de 146 mètres.

Nous avons débuté notre travail par quelques généralités sur les ponts, Nous nous sommes orientés, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé deux variantes, puis le choix de la variante la plus convenable en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs pour une étude détaillée, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008. et en se basant sur des logiciels de modélisation et calcul, en finissant par la conclusion générale.

Mots clés: viaduc, conception, précontrainte, encorbellement successif, infrastructure, fondation, armature active et passive, étude sismique.

Abstract:

The object of this work is to design and study a bridge located at the bypass of Boumerdes city between PK 11 + 480 and PK11 + 620, which can cross a breach of 146 meters long.

We started our work with a few generalities on bridges, We then focused on the general design, of which we proposed 2 variants, then the choice of the most suitable variant based on a multicriteria analysis, from where we opted for the solution of a constant height box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, after We have studied the superstructure and the infrastructure through the calculation of the prestressing, seismic study and sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria such as BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, and based on modelization and calculation softwares, ending with the general conclusion.

Keywords : viaduct, design, prestressing, infrastructure, successive corbelling, foundation, active and passive reinforcement, seismic study.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1 Evolution des ponts 2
I.1.1 Ponts en bois 2
I.1.2 Ponts en pierre 2
I.1.3 Ponts en acier 3
I.1.4 Pont en béton armé et précontraint 3
I.1.5 Pont à câble 4

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction 5
II.2 Présentation du projet 5
II.2.1 Situation et objectif du projet 5
II.2.2 Obstacle à franchir 5
II.3 Les Données de projet 5
II.3.1 Les données fonctionnelles 5
II.3.1.1 Tracé en plan 5
II.3.1.2 Profil en long 6
II.3.1.3 Profil en travers 6
II.3.2 Les données naturelles 7
II.3.2.1 Topographie 7
II.3.2.2 Géotechnique 7
II.3.2.3 Sismicité du site 7
II.3.2.4 Données climatique 8
II.4 Conclusion 8

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 Introduction 9
III.2 Choix du type d'ouvrage 9
III.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 10
III.3.1 Variante 1 : Pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes 10
III.3.1.1 Implantation des piles 11
III.3.1.2 Conception de la section transversale 12
III.3.1.3 Pré dimensionnement de la poutre 12
III.3.2 Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués 15
III.3.2.1 Implantation des piles 16
III.3.2.2 Conception transversale 16
III.4 Découpage des voussoirs 19
III.4.1 Voussoirs courants (VSC) 19
III.4.2 Voussoirs sur pile (VSP 19
III.4.3 Voussoirs de clavage 20
III.5 ANALYSE MULTICRITÈRE 21
III.5.1 Critiques 21
III.5.2 Conclusion 22
III.6 Les caractéristiques géométriques des voussoirs 23
III.7 LES HYPOTHESES DE CALCUL 23
III.7.1 Normes et règles de calcul : 23
III.7.2 MATERIAUX : (Selon la norme EN1992-1-1) : 24
III.7.2.1 BETON 24
III.7.2.2 ACIER POUR ARMATURES PASSIVES 25
III.7.2.3 ACIER POUR CABLES DE PRECONTRAINTE 25
III.7.3 Conclusion : 25

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHAGRES

IV.1 Introduction 26
IV.2 Evaluation des actions hors trafic 26
IV.2.1 Charge permanentes CP 26
IV.2.2 Les charges complémentaires permanentes(CCP) 26
IV.3 Evaluation des actions dues au trafic 27
IV.3.1 Système de charge à considérer 27
IV.3.2 Caractéristiques du pont 28
IV.3.3 Système de charge A 29
IV.3.4 Système de charges B / RCPR Article 4.5 30
IV.3.5 Coefficient de majoration dynamique 32
IV.3.6 Effort de freinage 32
IV.3.7 Charges militaires : Convoi Mc120 33
IV.3.8 Charge exceptionnel : Convoi type D240 34
IV.3.9 Charges sur les trottoirs 35
IV.4 Combinaisons des actions 35
IV.4.1 Valeurs caractéristiques des actions 35
IV.4.1.1 Coefficients pour les actions permanentes 35
IV.4.1.2 Coefficients pour les actions dues au trafic 35
IV.4.2 Forme générale des combinaisons d'actions 36
IV.5 Conclusion 36

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1 Introduction 37
V.2 Stabilité des fléaux en phase de construction 37
L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque deux type de situations créant des déséquilibres sont à envisager : 37
V.2.1 Méthode de construction 37
V.2.2 Les phases de construction 37
V.2.3 Charges à prendre en compte 39

V.2.3.1 Poids propre du fléau 39
V.2.3.2 Charges variables d'exécution 40
V.2.3.3 Actions accidentelles (FA) 40
V.2.4.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) 40
V.2.4.2 Combinaisons accidentelles de construction (type B) 41
V.2.5 Evaluation des efforts 41
V.3 Etude de la précontrainte 43
V.3.1 Généralité 43
V.3.2 Procédé de précontrainte utilisée 44
V.3.3 Etude de la précontrainte de fléau 44
V.3.3.1 Détermination du nombre des câbles du fléau 44
V.3.3.2 Calcul de l'effort de précontrainte 45
V.3.3.3 Espacement des armatures de la précontrainte 47
V.3.3.4 Etude du tracé des câbles 48
V.3.4 Etude de la précontrainte de continuité 50
V.3.4.1 Modélisation 50
V.3.4.2 Détermination du nombre des câbles de continuité 52
V.3.4.3 Espacement des armatures de la précontrainte 54
V.3.4.4 Tracé des câbles de continuité 55
V.3.5 Pertes de précontrainte 57
V.3.5.1 Pertes de tension instantanées 57
V.3.5.2 Pertes de tension différées 60
V.3.5.3 Pertes totales 62
V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES 64
V.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 64
V.4.2 Vérification des contraintes en phase de service 65
V.4.3 Vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant 65
V.4.3.1 Détermination de l'effort tranchant 65
V.4.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement 66
V.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 67
V.5 Etude transversale 68
V.5.1 Modélisation 68

V.5.2 Résultats 69
V.5.3 Ferraillage 70
V.5.3.1 Exemple de calcul pour l'hourdis supérieur 70
V.5.3.2 Ferraillage de l'hourdis supérieur 72
V.5.3.3 Ferraillage de l'hourdis inferieur 72
V.5.3.4 Ferraillage de l'âme 72
V.5.3.1 Ferraillage longitudinale 73
V.6 Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage 74
V.6.1 Vérification réglementaire dans le cas général selon B.P.E 75
V.6.1.1 Effet de surface 75
V.6.1.2 Effet d'éclatement 75
V.6.1.3 Etude de bossage 76
V.7 Conclusion : 77

CHAPITRE VI : ETUDE DES EQUIPEMENTS

VI.1 Introduction 78
VI.2 Appareil d'appui 78
VI.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 78
VI.2.2 Dimensionnement d'appareil d'appuis 79
VI.2.3.1 Prédimenssionnement en plan 79
VI.2.3.2 Prédimenssionnement de la hauteur de caoutchouc 79
VI.2.3.3 Prédimenssionement des frettes 80
VI.2.3 Vérifications du dimensionnement 80
VI.2.3.1 Résistance à la compression 80
VI.2.3.2 Sécurité au flambement 81
VI.2.3.3 Limitation de la distorsion 81
VI.2.3.4 Condition de non glissement 82
VI.3 Des d'appuis 82
VI.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis 82
VI.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile 83
VI.4 Joints de chaussée 84
VI.4.1 Dimensionnement 84
VI.4.2 Choix du type de joint 85
VI.5 Conclusion 85

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction 86
VII.2 Etude de la pile 86
VII.2.1 Choix de type de pile 86
VII.2.2 Evaluation des raideurs K 88
VII.2.3 Etude sismique 89
VII.2.3.2 Méthode de calcul 89
VII.2.3.3 Evaluation de l'effort sismique longitudinal 90
VII.2.3.4 Evaluation de l'effort sismique transversal 92
VII.2.3.5 Evaluation de l'effort sismique vertical 92
VII.2.3.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 92
VII.2.3.7 Combinaison des efforts 93
VII.2.3.8 Le ferraillage de la pile 94
VII.3 Etude de la culée 96
VII.3.1 Choix de la morphologie 96
VII.3.2 Prédimensionnement de la culée 97
VII.3.2.1 Mur de garde grève 97
VII.3.2.2 Mur frontal 98
VII.3.2.3 Les murs en retour 98
VII.3.2.4 Dalle de transition 98
VII.3.2.5 Corbeau 98
VII.3.2.6 La semelle 98
VII.3.2.7 Sommier d'appui 98
VII.3.3 Vérification de la stabilité de la culé 99
VII.3.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée 100
VII.3.4.1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée 100
VII.3.4.2 Poussée des surcharges et du remblai 100
VII.3.4.3 Les sollicitations dues au poids propre du tablier et surcharges 102
VII.3.5 Vérification de la stabilité 102
VII.3.6 Ferraillage de la culée 103
VII.3.6.1 Mur garde grève 103

VII.3.6.2 Dalle de transition 105
VII.3.6.3 Corbeau 106
VII.3.6.4 Mur en retour 107
VII.3.6.5 Mur frontal 108
VII.4 Etude des fondations 110
VII.4.1 Type de fondation 110
VII.4.2 Etude de la semelle 110
VII.4.3.1 Dimensionnement de la semelle 110
VII.4.3.2 Calcul des sollicitations 110
VII.4.3.3 Nombre de pieux 110
VII.4.3.4 Effort revenant à chaque pieu 111
VII.4.3.5 Ferraillage de la semelle 112
VII.4.3 Etude des pieux 113
VII.4.3.1 Calcul des moments par la formule de WERNER 114
VII.4.3.2 Ferraillage des pieux 114
VII.5 Conclusion : 115

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

Figure I.1 Pont en bois 2
Figure I.2 Pont en pierre 2
Figure I.3 Pont métallique 3
Figure I.4 Pont en arc en béton armé 3
Figure I.5 Viaduc en béton précontraint 4
Figure I.6 Pont suspendu 4
Figure I.7 Pont à haubans 4

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure.II.1 Tracé en plan de l'ouvrage 5
Figure.II.2 Profil en long 6
Figure.II.3 Profil en travers type 6
Figure.II.4 Carte de zonage établie par le CGS après le séisme de Zemouri 2003 7

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

FigureIII.1 Choix du type d'ouvrage selon la portée (Conception des pont calgarou p44) 9
FigureIII.2 Vue en perspective du tablier d'un pont a poutres 10
FigureIII.3 Implantation des piles, variante 01 11
FigureIII.4 Nombre de poutres 12
FigureIII.5 Gousset inferieur 13
FigureIII.6 Section médiane de la poutre de rive 14
FigureIII.7 Section médiane de la poutre centrale 14
FigureIII.8 Coupe transversale de la variante 1 14
FigureIII.9 Implantation des pilles variante 02 16
FigureIII.10 Coupe transversale type du caisson 17
FigureIII.11 Section transversale d'un voussoir courant (VC) 18
FigureIII.12 Section transversale d'un voussoir sur pile (VSP) 18
FigureIII.13 Coupe transversale de la variante 02 19
FigureIII.14 Découpage des voussoirs 20

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHAGRES

Figure IV.1 Les cas de chargement 28
Figure IV.2 Disposition des camions **Bc** 30

Figure IV.3 Disposition système **Br** 31
Figure IV.4 Disposition système **Bt** 31
Figure IV.5 Convoi Mc120 33
Figure IV.6 Disposition longitudinale du Convoi Mc120 34
Figure IV.7 Convoi type D240 34

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Figure.V.1 Réalisation des piles 37
Figure.V.2 Disposition des voussoirs à partir de la pile P1 38
Figure.V.3 Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (c1-p1) 38
Figure.V.4 Disposition des voussoirs à partir de la pile P2 38
Figure.V.5 Clavage P1-P2 39
Figure.V.6 Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (p2-c2) 39
Figure.V.7 Situation temporaire de construction à considérer 41
Figure.V.8 Situation accidentelles de construction à considérer 41
Figure.V.9 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1) 41
Figure.V.10 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2) 42
Figure.V.11 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(B1) 42
Figure.V.12 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(B2) 42
Figure.V.13 Espacement entre les câbles 47
Figure.V.14 Disposition des câbles de fléau 48
Figure.V.15 Disposition des ancrages au niveau des âmes 48
Figure.V.16 Tracé en élévation des câbles du fléau 49
Figure.V.17 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux 50
Figure.V.18 Modèle numérique du tablier du pont Robot 2014 51
Figure.V.19 **Mmax** à l'ELS(G+D240) 52
Figure.V.20 **Tmax** à l'ELS(G+D240) 52
Figure.V.21 Disposition des câbles de continuité 54
Figure.V.22 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée centrale 55
Figure.V.23 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée de rive 56
Figure.V.24 Modélisation de la section transversale 68
Figure.V.25 Calcul du section d'acier avec expert 2010 70

Figure.V.26 Vérification des contraintes 71
Figure.V.27 Note de calcul 71
Figure.V.28 Schéma du ferraillage passif du voussoir courant 73
Figure.V.29 Illustration des prismes symétriques 75
Figure.V.30 Aciers de bossage 76

CHAPITRE VI : ETUDE DES EQUIPEMENTS
Figure VI.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui 79
Figure VI.2 Joint de type Wd 85

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Figure VII.1 Dimensions de la pille 87
Figure VII.2 Séisme longitudinal 90
Figure VII.3 Les efforts max a l'ELA 93
Figure VII.4 Les spectres de réponse élastique horizontale et verticale 93
Figure VII.5 Eléments constituants la culée remblayée 97
Figure VII.6 Détail de la culée 99
Figure VII.7 Poussée des terres et surcharges 101
Figure VII.8 Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G 105
Figure VII.9 Armature supérieure du corbeau 106
Figure VII.10 Modèle numérique de mur en retour 107
Figure VII.11 Convention de signes 108
Figure VII.12 Ferraillage de la culée 119
Figure VII.13 Ferraillages des éléments de la pile et la fondation 115

Liste des tableaux

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1 Récapitulatif des dimensions choisis 17
Tableau III.2 Analyse multicritère 21
Tableau III.3 Les caractéristiques géométriques des voussoirs 23
Tableau III.4 Facteurs partiels pour l'état ultime 24
Tableau III.5 Les bétons utilisés 24
Tableau III.6 Cable de précontrainte 25

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHAGRES

Tableau IV.2 Charges complémentaires permanentes 2
Tableau IV.3 Classes de ponts 3
Tableau IV.4 Valeur du coefficient a1 4
Tableau IV.5 Valeurs de A(l) pour tous les cas de charges 4
Tableau IV.6 Valeur du coefficient bc 5
Tableau IV.7 Valeurs du coefficient bt 7
Tableau IV.8 Valeur des coefficients de majoration 7
Tableau IV.9 Force de freinage du système A 8
Tableau IV.10 Coefficients multiplicateurs des actions permanentes 10
Tableau IV.11 Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic 11
Tableau IV.12 Les combinaisons de charges 11

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Tableau V.1 Les charges intervenant dans la phase de construction 40
Tableau V.2 Evaluation des efforts en phase de construction 43
Tableau V.3 Estimation du nombre de câbles du fléau 46
Tableau V.4 Nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir 47
Tableau V.5 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 49
Tableau V.6 Combinaisons de charge en phase de service 51
Tableau V.7 Estimation du nombre de câbles de continuité en travée de rive 53
Tableau V.8 Estimation du nombre de câbles de continuité en travée centrale 54
Tableau V.9 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée centrale 55
Tableau V.10 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive 56
Tableau V.11 Valeurs de f et φ selon B.P.E.L 58
Tableau V.12 Pertes totales pour le demi fléau 62

Tableau V.13 Pertes instantanées totales pour la travée centrale....63
Tableau V.14 Pertes instantanées totales pour la travée de rive....63
Tableau V.15 Combinaisons des charges appliquées....69
Tableau V.16 Moments extrêmes dans le voussoir courant....69
Tableau V.17 Ferraillage passif des voussoirs....73

CHAPITRES VI : ETUDE DES EQUIPEMENTS

TableauVI.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis....78
TableauVI.2 Les dimensions de l'appareil d'appui....80

CHAPITRES VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VII.1 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.... 88
Tableau VII.2 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.... 88
Tableau VII.3 Distribution des forces longitudinales sur chaque appui 92
Tableau VII.4 Combinaison des efforts 93
Tableau VII.5 Efforts à prendre en compte pour ferraillage longitudinal.... 94
Tableau VII.6 Efforts à prendre en compte pour ferraillage transversal.... 95
Tableau VII.7 Les dimensions des éléments de la culée.... 99
Tableau VII.8 Les coefficients de poussées pour les différents cas sismiques 101
Tableau VII.9 Vérification de la stabilité à vide 103
Tableau VII.10 Vérification de la stabilité en service.... 103
Tableau VII.11 Combinaisons des efforts pour la dalle de transition.... 105
Tableau VII.12 Résultats et ferraillage du mur en retour.... 108
Tableau VII.13 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.... 109
Tableau VII.14 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.... 110
Tableau VII.15 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.... 111
Tableau VII.16 Les valeurs modifiées de Nmax et de Nmin 112
Tableau VII.17 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.... 114

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel, il peut être un ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de liaison routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels); un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue); un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

D'une façon générale, Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier, Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art. Leur construction relève du génie civil.

Les types de ponts sont définies selon leur structure on parle de : ponts à poutres, ponts en arc, ponts caissons construits par encorbellement, ponts suspendus et ponts haubanés. Chaque type de pont est adapté à une plage de portée.

Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs présentent plusieurs avantages comme le franchissement des grands obstacles ce mode de construction a connu un développement considérablement important.

Cette technique consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par éléments successifs appelés voussoirs, Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent et y est solidarisé à l'aide d'une précontrainte. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Ce projet de fin d'étude consiste à concevoir et étudier un pont construit en encorbellement successif d'une longueur de 145 m situé à Boumerdes et réalisé par **'EURL CDT'**

Ce mémoire est divisé en ces chapitres principaux : Le premier chapitre concerne des généralités sur les ponts, Le deuxième et le troisième ont été consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception et au hypothèses de calcul**,** après on passe au quatrième chapitre qui est l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ; le cinquième chapitre a été focalisé sur l'étude du tablier ; le dernier chapitre a été consacré pour l'étude de l'infrastructure et On achève ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES PONTS

I.1 Evolution des ponts :

Au fil des siècles, les ponts ont beaucoup évolué. Des techniques de conception toujours plus novatrices ont donc fait leur apparition au cours du temps pour permettre de bâtir des ouvrages plus grands, plus solides, et plus imposants.

I.1.1 Ponts en bois :

Le bois a été le matériau le plus utilisé de l'antiquité et jusqu'au 17ème siècle. C'était un matériau très courant, simple à travailler, mais aux caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries.

Les romains ont développé des structures relativement complexes, avec des assemblages, notamment les ponts à béquilles, à poutres et en arc.



Figure I.1 Pont en bois.

I.1.2 Ponts en pierre :

La pierre et la maçonnerie furent utilisés pour des ouvrages plus importants et durables que ceux construits en bois, de la haute Antiquité jusqu'à la fin du 19ème siècle.

La pierre a en effet de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuies (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Figure I.2 Pont en pierre.

I.1.3 Ponts en acier :

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroitre les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.



Figure I.3 Pont métallique.

I.1.4 Pont en béton armé et précontraint :

C'est au 19ème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises).

Vient ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de pont apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



Figure I.4 Pont en arc en béton armé.

C'est en 1928 qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction.
Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction.

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.



Figure I.5 Viaduc en béton précontraint.

I.1.5 Pont à câbles :

Cette catégorie revient au 19eme siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches en diminuant les nombres de pile et en utilisant des câbles pour soutenir le tablier. On peut distinguer deux types de pont à câbles :

- **Ponts suspendus :**

Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.

Les pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs, qui vont d'une cillée à l'autre, un de chaque côté du tablier. Ces câbles soutiennent le tablier par l'intermédiaire d'un ensemble de câbles verticaux: les suspentes.

- **Ponts à haubans** :

Un pont à haubans est un type de pont à câbles en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.



Figure I.6 Pont suspendu.



Figure I.7 Pont à haubans.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

II.2 Présentation du projet :

II.2.1 Situation et objectif du projet :

L'ouvrage sujet de notre étude rentre dans le cadre d'un projet routier neuf, l'évitement de la ville de Boumerdes, proposé par la Direction des travaux public de la Wilaya de Boumerdes.

Le projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles distants de 1 m, de 140 m de longueur, ces deux ponts sont en béton précontraint construits en encorbellement successif réalisés par l'entreprise EURL CDT, l'objectif de notre étude est de proposer une nouvelle variante.

II.2.2 Obstacle à franchir :

L'ouvrage est compris entre le PK 11+480 AU PK11+620, pour permettre de traverser une vallée sur une longueur de 146 m.

II.3 Les Données de projet :

II.3.1 Les données fonctionnelles :

II.3.1.1 Tracé en plan :

C'est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée sur le plan.

Le tracé en plan de notre pont est un alignement droit.

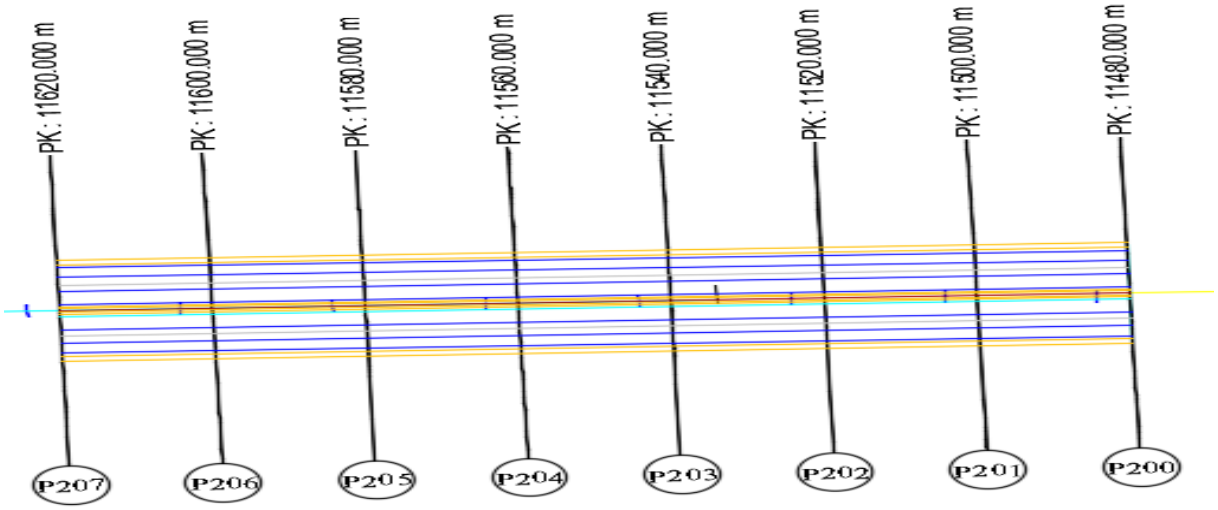


Figure.II.1 Tracé en plan de l'ouvrage

II.3.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la présentation de l'axe de l'ouvrage qui définisse en élévation le tracé de la voie routière, le profil en long de notre ouvrage est caractérisé par :

-Le pk du début de l'ouvrage : PK 11+480.

-Le pk de la fin de l'ouvrage : PK 11+620.

-l'altitude de début : z = 254.333 m.

-l'altitude de fin : z = 253.629 m.

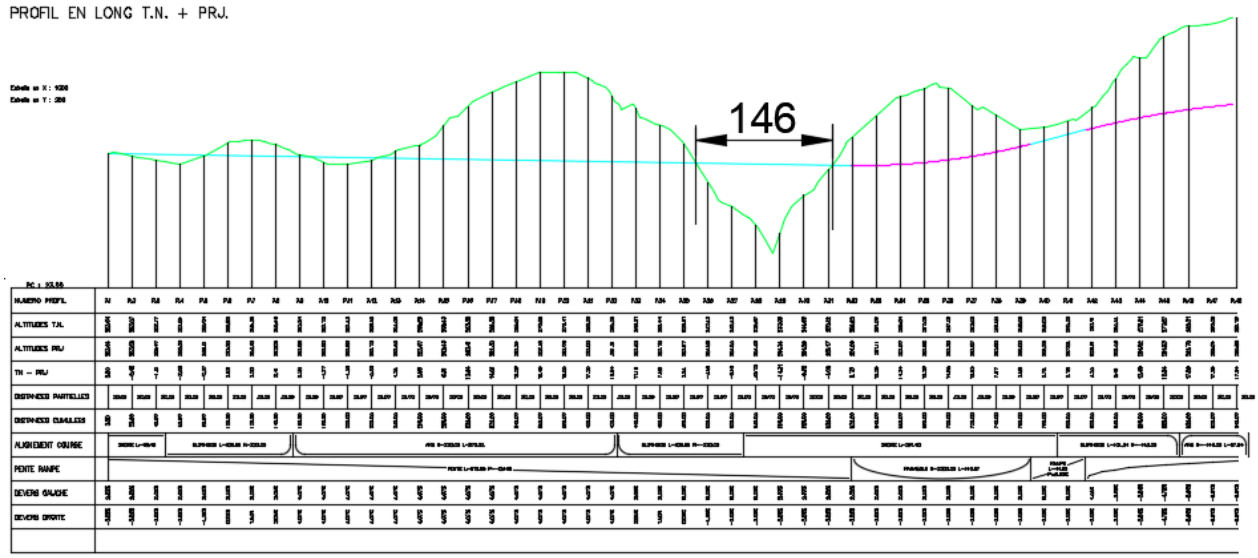


Figure.II.2 Profil en long

II.3.1.3 Profil en travers :

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

Le profil en travers de l'ouvrage de la présente étude est de 12.9 m de largeur, se compose de :

-Une chaussée de trois voies de 3.8m chacune.

-Deux trottoirs, un de 1 m de largeur et l'autre de 0.5 m.

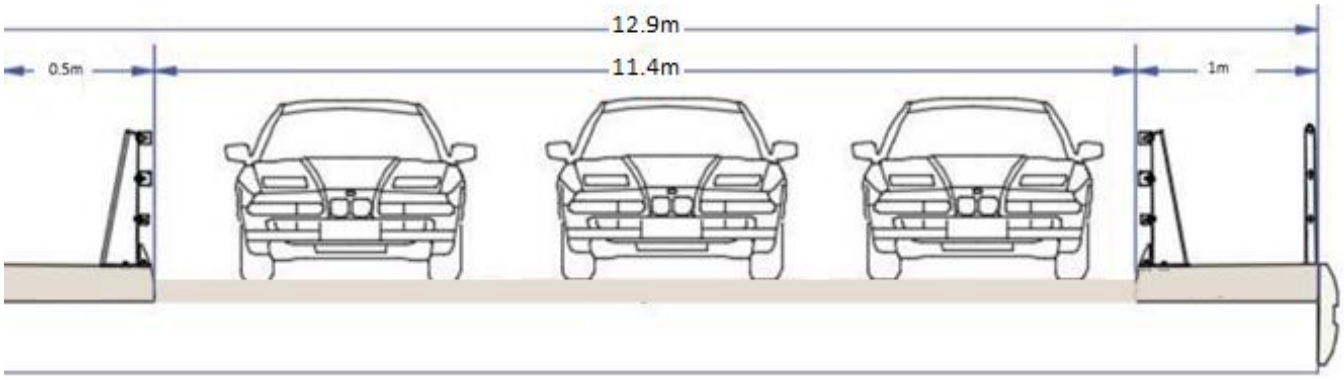


Figure.II.3 Profil en travers type.

II.3.2 Les données naturelles :

II.3.2.1 Topographie :

D'après le levé topographique le projet se situe dans un terrain vallonné et montagneux.

II.3.2.2 Géotechnique :

Les données géotechniques sont indispensables et importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis d'une part et pour le choix de la conception d'autre part, les données obtenues sont présentées dans **l'annexe 2.**

II.3.2.3 Sismicité du site :

D'après le RPOA .V2008, règlement parasismique des ouvrages d'art, la région de Boumerdes est classée comme une zone de sismicité élevée « Zone III ».

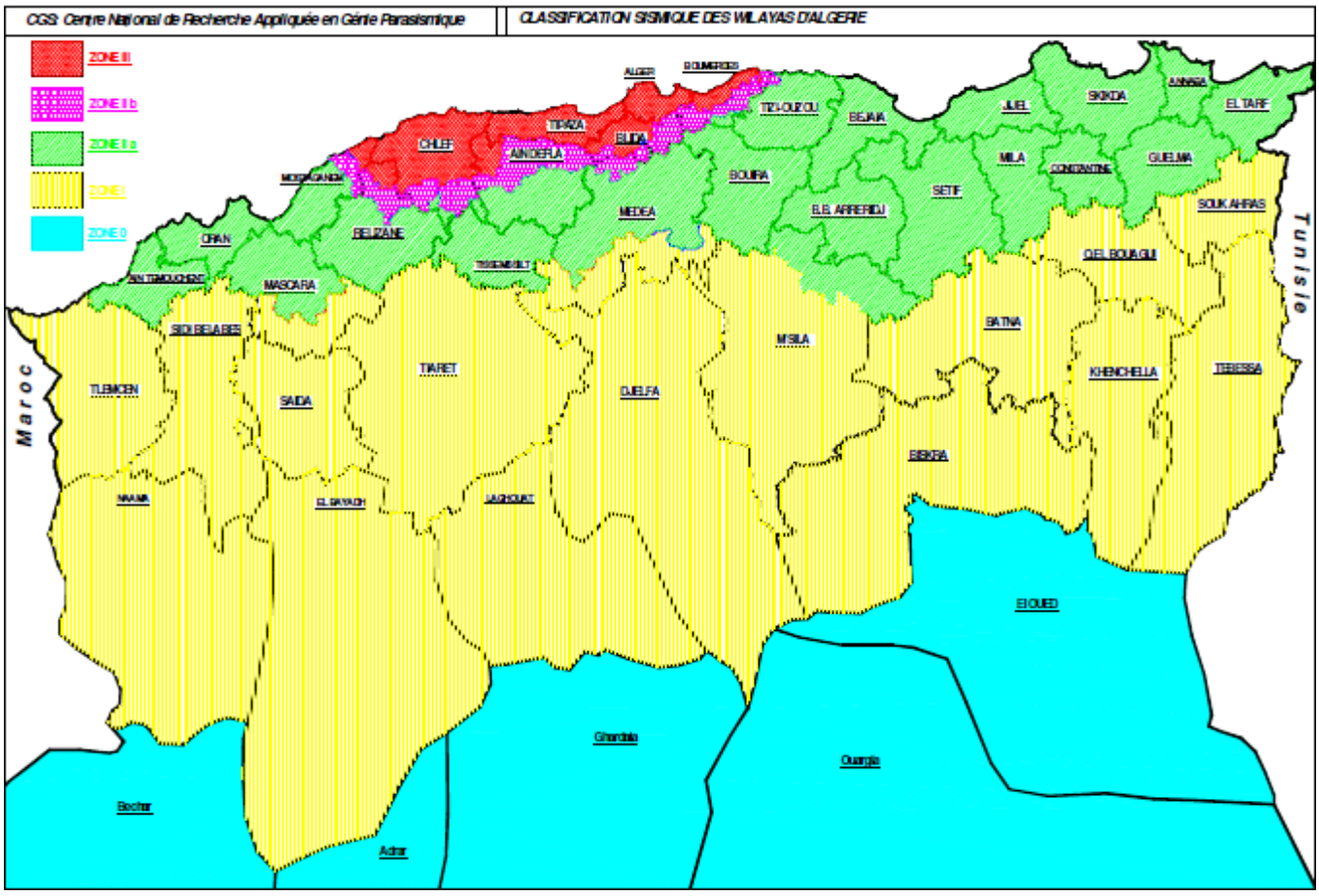


Figure.II.4 Carte de zonage établie par le CGS après le séisme de Zemouri 2003

II.3.2.4 Données climatique :

- **Température :**

Le gradient de Boumerdes est de (12), cette donnée intervient dans les calculs des joints de chaussées et appareils d'appuis.

- **L'humidité :**

Pour la région de Boumerdes l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%, sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à70%.

- **Le vent :**

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

- **La neige :**

Boumerdes est une ville côtière, alors les effets de la neige sont négligeables dans les calculs.

II.4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation du notre projet avec ces données fonctionnelles et naturelle, cette collecte des données est importante afin de nous permettre faire la conception la plus adapté aux ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 Introduction :

La conception est la phase la plus délicate dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles, cette conception est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité, qualité architecturale ainsi que du respect des référentiels techniques et de guides normatifs.

Dans ce chapitre, on va présenter le travail réalisé pour la conception de notre pont. D'après cette conception on va choisir la solution la plus économique et la plus avantageuse pour notre ouvrage.

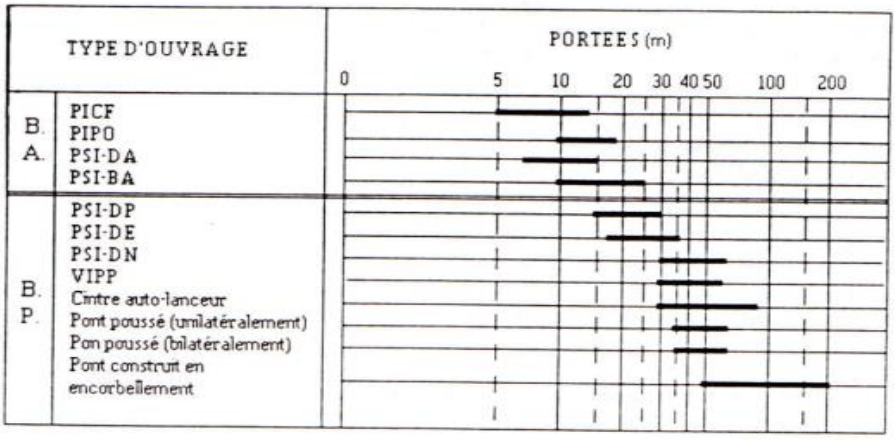
III.2 Choix du type d'ouvrage :

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécution.

Le critère principal permettant de choisir entre les différents types de ponts est la portée principale. Mais il est évident que d'autres critères interviennent dans le choix comme par exemple :

- les profils de la route (en plan, en long, en travers),
- les possibilités d'implantation des appuis.
- la nature du sol de fondation.
- le gabarit ou la hauteur libre à respecter.
- les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Le tableau ci-après résume les domaines d'emploi des différents types d'ouvrages en béton précontraint



FigureIII.1 Choix du type d'ouvrage selon la portée (Conception des pont calgarou p44)

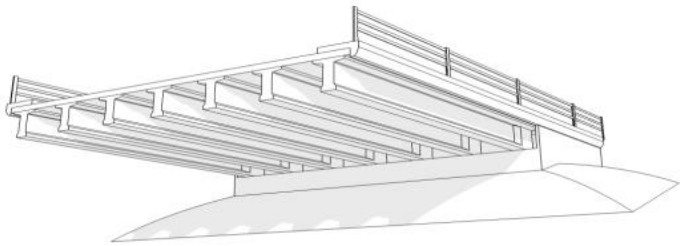
Nous avons proposé deux variantes différentes qui sont :

Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension
Variante N°2 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif a voussoirs préfabriqués
Après le pré dimensionnement de chaque variante, on va choisir la variante la plus avantageuse pour notre projet à l'issue de l'analyse multicritère qui fera l'objet du dimensionnement détaillé.

III.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.3.1 Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes :

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.



FigureIII.2 Vue en perspective du tablier d'un pont a poutres

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe à haute gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

- **Les avantages :**

- Maîtrise de la préfabrication des poutres et de la mise en œuvre.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Facilité de la maintenance et entretien.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage.

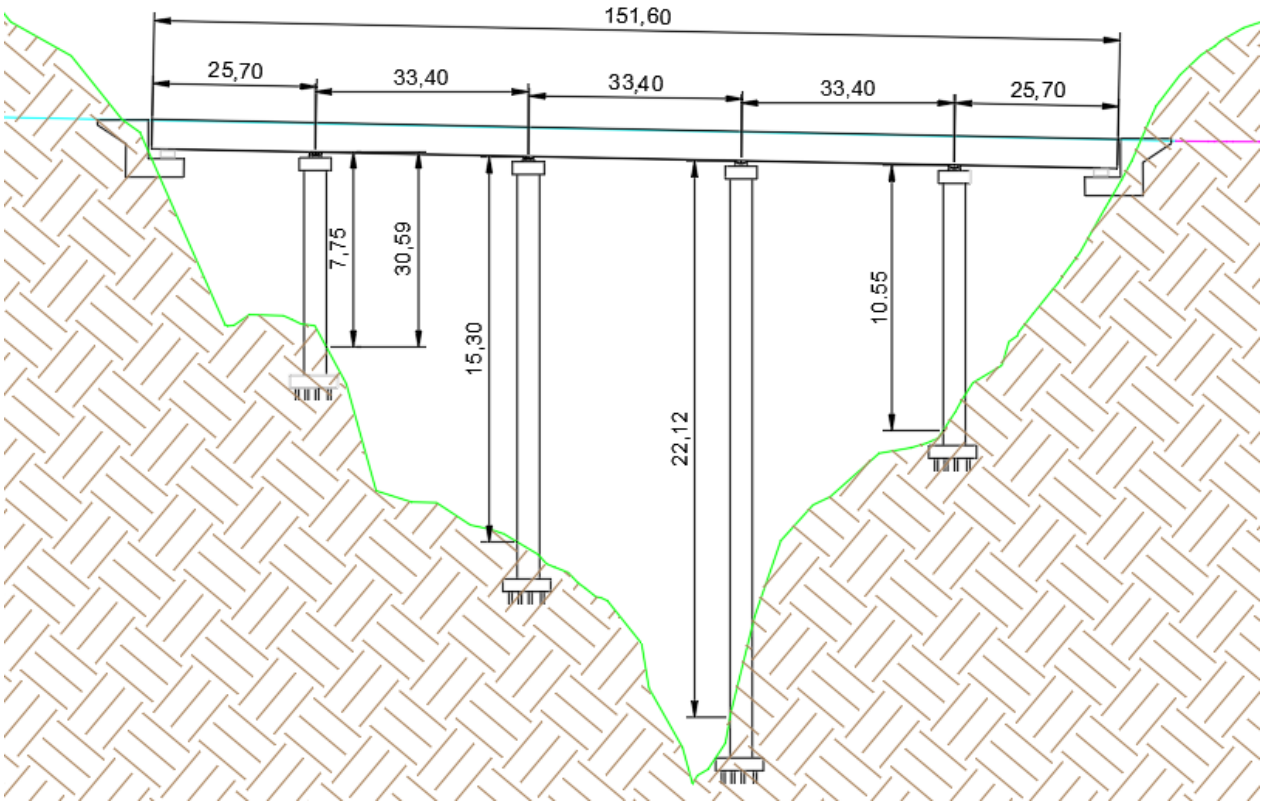
➢ **Les inconvenants :**

- Le poids lourd du tablier
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes
- la succession de travées indépendantes qui nécessite la pose d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.

III.3.1.1 Implantation des piles :

On propose dans cette variante à projeter un Pont a poutres en béton précontraint composé de trois travées centrales de 33.4 m de longueur et de 2 travées de rives de 25.7 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 151.6 m.

On a choisi ces 2 types de poutres à cause de la disponibilité sur le marché algérien.



FigureIII.3 Implantation des piles, variante 01

III.3.1.2 Conception de la section transversale :

La conception est faite selon le document SETRA « VIPP »

On opte pour des poutres préfabriquées avec table de compression réduite plus une dalle sur toute la largeur.

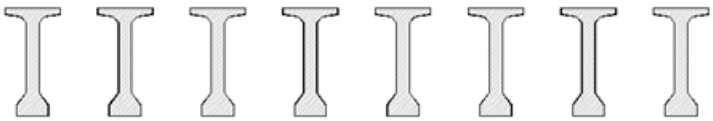
- **Nombre de poutres :**

L'entraxe : varie entre 2.5 m et 3.5

On choisit 1.6 m pour éviter le phénomène du tablier souple et éviter d'aller vers des entretoises

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et L'espacement

N= (largeur tab/entraxe) + 1 = 8 poutres / sens



FigureIII.4 Nombre de poutres

III.3.1.3 Pré dimensionnement de la poutre :

Le pré-dimensionnement est fait selon le document SETRA « **VIPP** »

- **Élancement de poutres :**

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre hourdis).
On a l=33.4m donc on prend ht=1.9m

Poutre centrale : On a L=33.4m donc on prend h_t**=1.9m**

Poutre de rive : On a L=25.7m donc on prend h_t**=1.5m**

- **Hourdis supérieur (h_0):**

20cm ≤ h_0 ≤ 30cm on prend h_0 = $\mathbf{25}\boldsymbol{cm}$

On prend 25 cm

- **Hauteur des poutres (hp) :**

Poutre centrale : h_P=h_t- h_0 **=1.65 m**

Poutre de rive : h_P=h_t- h_0 **=1.25 m**

- **Largeur de la table de compression (b):**

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression est voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Poutre centrale : $b > 0.6\ h_P$ on prend **b=1.2m**

Poutre de rive : $b > 0.6\ h_P$ on prend **b=0.75m**

- **Epaisseur de la table de compression :**

D'après le guide S.E.T.R.A l'épaisseur *hc* de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm au minimum.

On prend e=10cm

- **La pente inferieur de la table :**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15

En prend i=1/10

- **Epaisseur du talon :**

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m
On prend e=0.1m

- **Largeur du talon :**

Pour un ouvrage normalement élancé au l/17, la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m

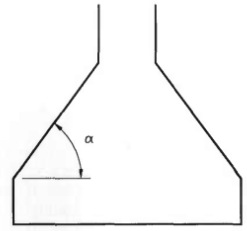
On prend 0.6 m

La valeur peut être modifié à pré l'étude de la précontrainte.

- **Les goussets :**

Le gousset inferieur :

Le plan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma la tangente de l'angle alpha est normalement comprise entre 1 et 1,5
En prend alpha=45°



FigureIII.5 Gousset inferieur

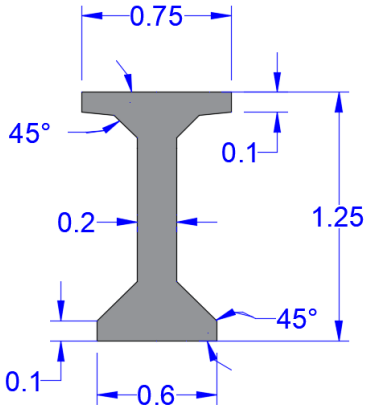
Le gousset supérieur :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur
Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45.

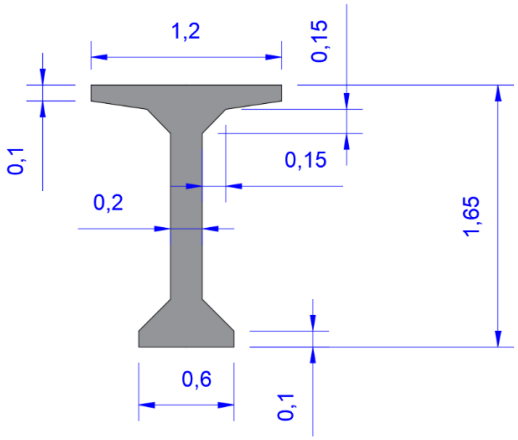
- **Épaisseur de l'âme à mi- travée :**

Dans le cas d'un coffrage métallique**,** la vibration est externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage. L'épaisseur des âmes peut donc être réduite au strict minimum et descend couramment à 20 cm ou 22 cm en zone courante.

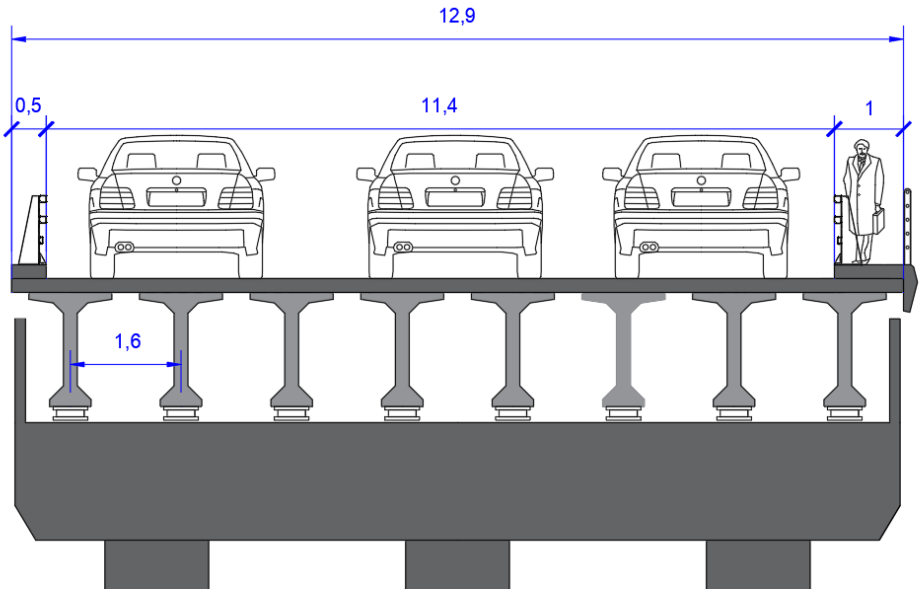
On prend e=20 cm.



FigureIII.6 Section médiane de la poutre de rive



FigureIII.7 Section médiane de la poutre centrale



FigureIII.8 Coupe transversale de la variante 1

III.3.2 Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués :

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

La portée principale de cet ouvrage est de 65 m, il est plus économique d'aller vers un tablier à hauteur constante (selon le guide SETRA).

- **Les avantages :**

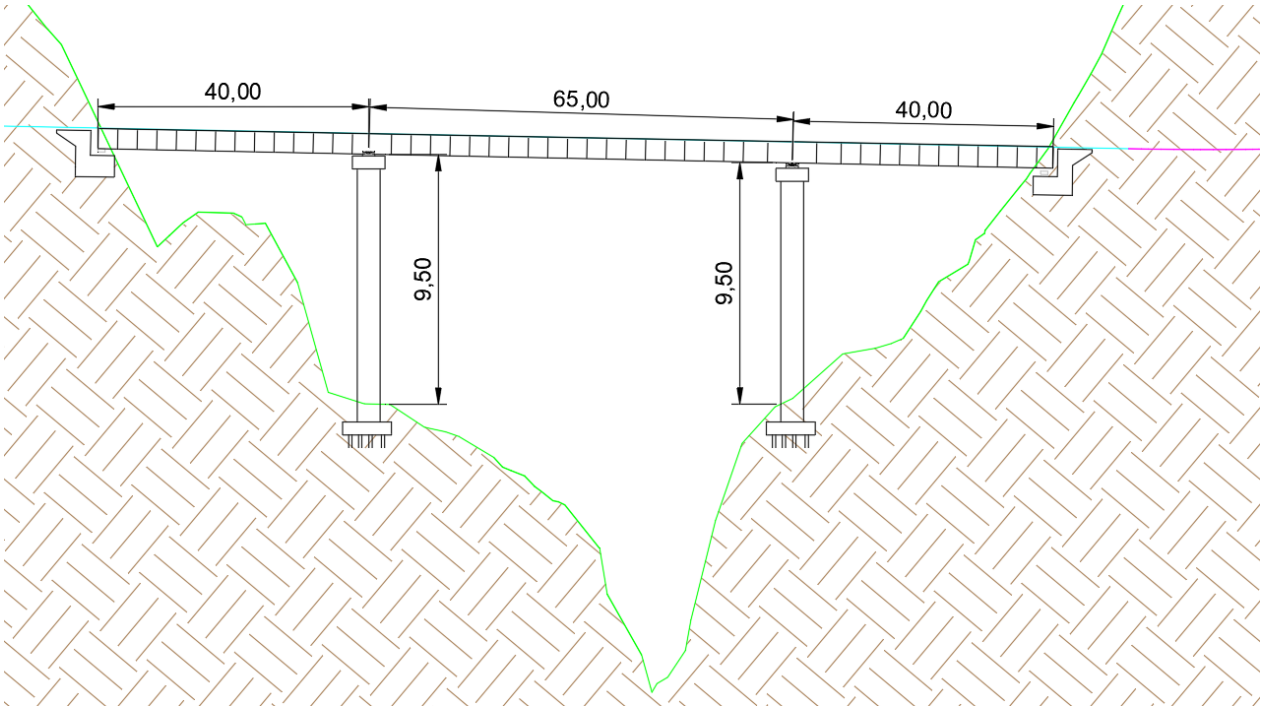
- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des grands obstacles, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique sublime.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- Le type fermé des profilés présents une rigidité a la torsion.
- La durée d'utilisation est plus longue ;

- **Les inconvenants :**

- Le Poids important. (Tablier assez épais).
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.
- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages ;
- Le coût est plus élevé.
- Maintenance délicate
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

III.3.2.1 Implantation des piles :

On propose à projeter un pont composé d'une travée principale de 65 m, et deux travées de rives de 40 m, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 145 m.



FigureIII.9 Implantation des pilles variante 02

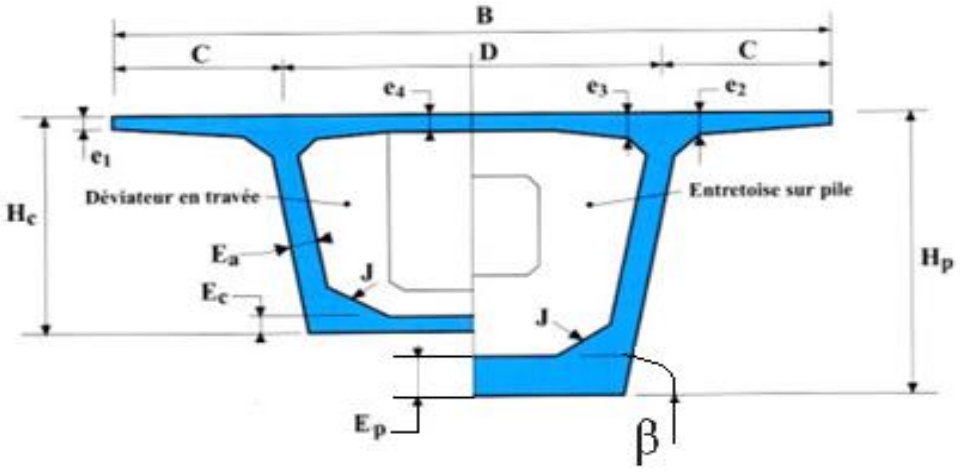
III.3.2.2 Conception transversale :

En basant sur le guide de conception SETRA Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003, on détermine les dimensions des différents éléments constitutifs du voussoir, la figure extraite du guide montre les notations de ces dimensions et le tableau présente les valeurs retenues.

- **Choix de la section :**

La conception est faite selon le document SETRA (guide de conception : ponts en béton précontraint construits par encorbellement successifs).

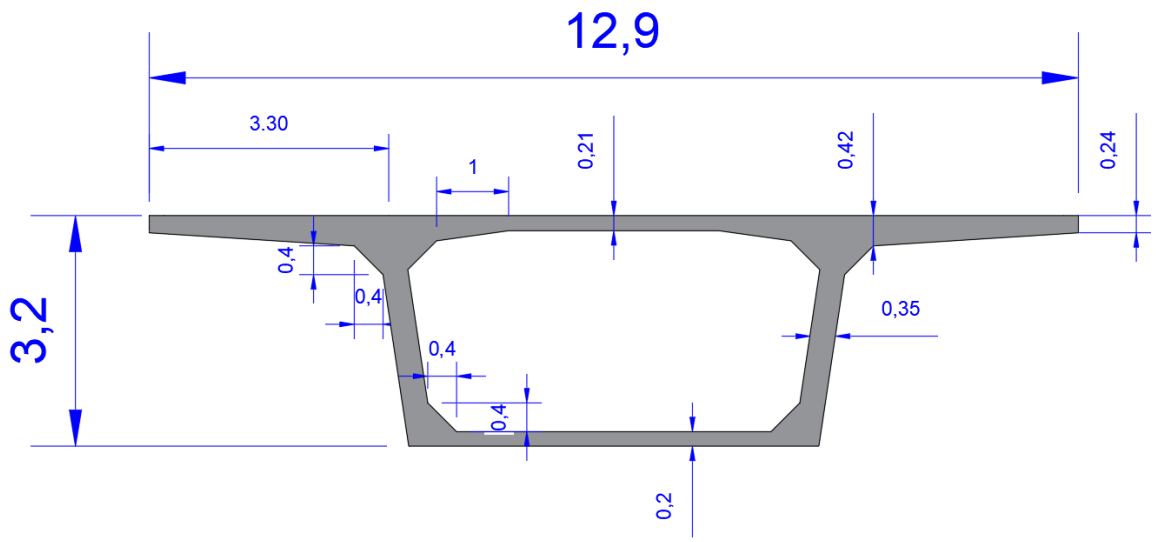
Pour notre cas on a une largeur du tablier =12.5 m < 20m donc la section la plus économique est constituée par un mono caisson simple a deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine



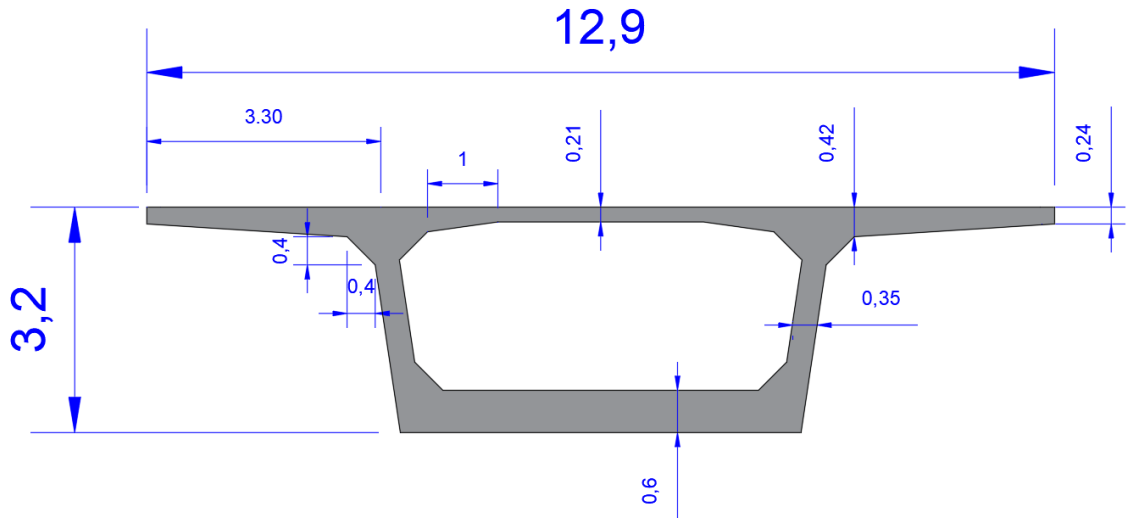
FigureIII.10 Coupe transversale type du caisson

Tableau III.1 Récapitulatif des dimensions choisies

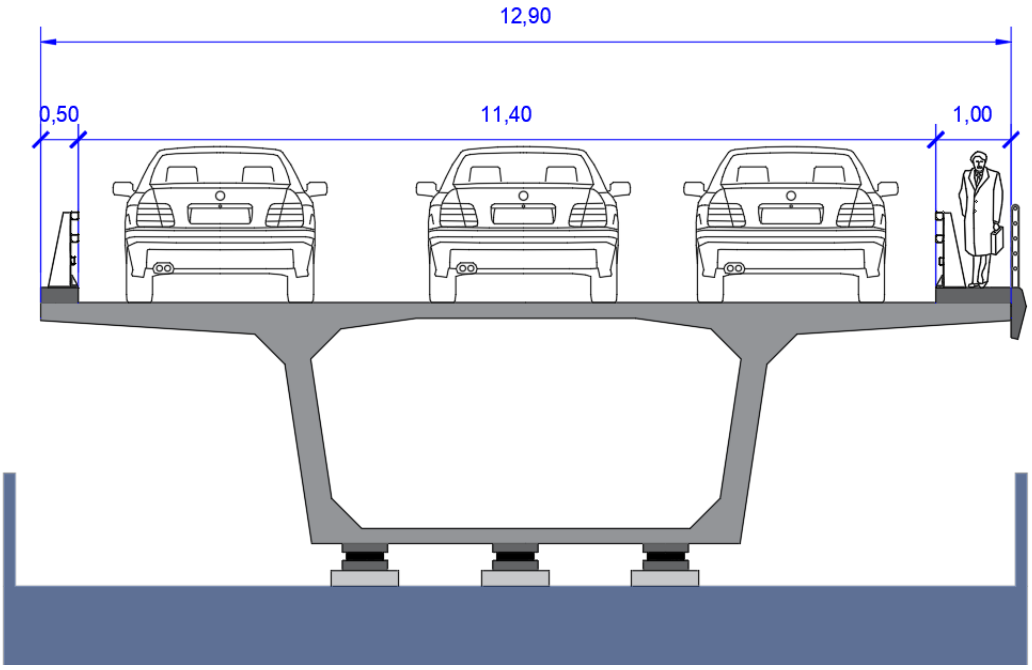
	Elément	Ration usuel	Valeur opté (cm)
	Hauteur de voussoir	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$ L: portée principale	320
	Largeur de voussoir	B	1290
	C	$\approx {}^{B}/_{4}$	330
	D	B-2C	630
Hourdis supérieur	Épaisseur en extrémité e_1	24 cm pour barrière BN4	24
Hourdis supérieur	Épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement e_2	$\frac{1}{8}C \leq e_2 \leq \frac{1}{7}C$	42
Hourdis supérieur	Épaisseur à l'encastrement de l'encorbellement e_3	$e_3 \approx 10 + D/25$ Verification : $e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5e_4$	35
Hourdis supérieur	Épaisseur à mi- portée (intermédiaire) e_4	$e_4 = D/25$ ou $e_4 = D/30$	21
	Inclinaison des âmes β	$5.7° \leq \beta \leq 16.7°$	8.53°
	Épaisseur de l'âme E_a	$E_a = \frac{L}{275} + 1.25\frac{B}{L} - 0.125$	35
	Épaisseur du hourdis inferieur sur pile E_p	$35 \leq E_p \leq 80$ p41	60
	Épaisseur du hourdis inferieur sur clef E_c	$18 \leq E_c \leq 22$ p41	20
	Gousset supérieur α_{sup}	$30° \leq \alpha_{sup} \leq 45°$	45°
	Gousset inférieur α_{inf}	$40° \leq \alpha_{inf} \leq 45°$	45°



FigureIII.11 Section transversale d'un voussoir courant (VSC)



FigureIII.12 Section transversale d'un voussoir sur pile (VSP)



FigureIII.13 Coupe transversale de la variante 02

III.4 Découpage des voussoirs :

III.4.1 Voussoirs courants (VSC) :

La longueur des voussoirs courants varie de 2.5 à 4 m selon le guide SETRA, comme notre cas lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le critère de choix de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs en raison de capacité limitée des engins spécifiques.

Pour les ouvrages très larges ou de grandes portées on retiendra des voussoirs de 2.5 à 3 m, et des voussoirs de 3 à 4 m pour des ouvrages étroits ou de portées modestes.

Pour notre ouvrage on prend $L_{VC} = 2.5m$.

III.4.2 Voussoirs sur pile (VSP) :

Le voussoir sur pile mesure en général au moins de 8 m,

On prend $L_{VSP} = 4m$.

Pour les ouvrages préfabriqués, comme notre cas, les dimensions du voussoir sur pile dépassent souvent la capacité des engins de transport et de pose de voussoir.il faut faire donc un découpage en deux ou trois parties assemblés par précontrainte, on peut découper en deux parties de 2 m.

III.4.3 Voussoirs de clavage :

Pour un ouvrage préfabriqué, on cherche a réaliser le clavage pour des raisons économiques avec l'outil le plus simple possible.

-pour la travée centrale on a un clavage de 1m.

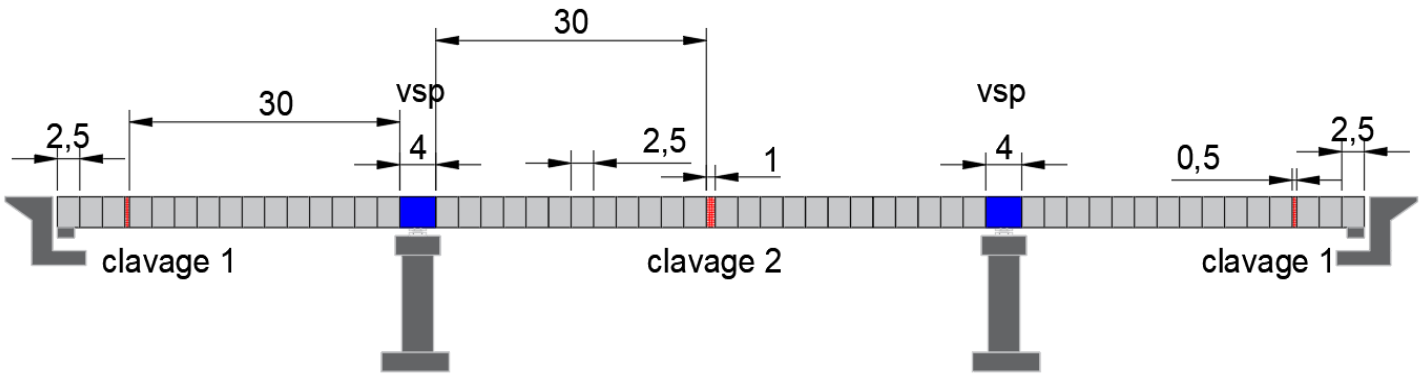
-pour la travée de rive on opte pour un clavage de 0.5m.

Le nombre total des voussoirs est 59 voussoirs, réparti comme suit :

-54 voussoirs courant.

-2 voussoirs sur pille.

-3 voussoirs de clavage.



FigureIII.14 Découpage des voussoirs.

III.5 ANALYSE MULTICRITÈRE :

L'analyse multicritères permet d'effectuer un choix entre plusieurs solutions en décomposant une grille d'analyse en plusieurs critères chacun pondéré d'un coefficient (poids relatif).

Il s'agit donc d'un outil d'aide à la décision.

Tableau III.2 Analyse multicritères

Critères	Pont à poutres	Pont en encorbellement
Difficultés techniques de réalisation	6/10	7/10
Couts de réalisation	8/10	8/10
Qualité architecturale	5/10	8/10
Durée de vie	8/10	8/10
Maintenance	8/10	7/10
Impact sur l'environnement	6/10	8/10
délai	7/10	7/10
Total	**48/70**	**53/70**

III.5.1 Critiques :

- **Difficultés techniques de réalisation :**

Généralement les ponts à poutres sont connus par leur facilité et simplicité d'exécution mais ce n'est pas le cas dans notre projet à cause du terrain très accidenté et de la multiplicité des appuis.

- **Couts de réalisation:**

Le cout d'exécution des ponts à poutres est estimé environ de 270000 da/m² et les pont voussoirs à hauteur constate 300000 da/m²

Estimation des prix :

- pont a poutres = 12.5*151.6*270000 = 511 650 000 da

- pont voussoirs = 12.5*145*300000 = 543 750 000 da

On peut voir qu'il n'y a pas une grande différence des prix

- **Qualité architecturale :**

Il est indiscutable qu'esthétiquement parlons les ponts en encorbellement sont beaucoup plus fascinants que les ponts à poutres

Durée de vie :

Les **ponts** ont une **durée de vie** limitée, théoriquement de 100 ans, mais en réalité, statistiquement, de 70 ans.

Les ponts en béton précontraint généralement ont la même durée de vie.

- **Maintenance :**

Pour ce critère la variante pont a poutre gagne un plus à cause de l'entretien délicat des ponts voussoirs et de L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques de ces derniers.

- **Délai :**

La simplicité d'exécution des ponts a poutres diminue largement les délais de construction mais dans notre projet la multiplicité des appuis augmente le temps d'exécution a cause de terrains vallonnés et surtout en période hivernale donc pour ce critère le pont a poutres ne sera pas très avantageux devant le pont en encorbellement.

- **Impact sur l'environnement :**

Le concept d'impact environnemental désigne l'ensemble des modifications qualitatives, quantitatives et fonctionnelles de l'environnement (négatives ou positives) engendrées par un projet.
L'étude d'impact sur l'environnement est très vaste mais on va se limiter juste sur une comparaison entre les deux variantes de point de vue de perturbation de la nature ce qui est bien évident que l'implantation de plusieurs appuis sera plus gênant donc la variante de pont voussoirs gagne l'avantage dans ce critère

III.5.2 Conclusion :

Après les mesures des différents points des deux variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, on a opté pour la deuxième variante pont construit en encorbellement successifs, cette proposition permet d'un côté d'augmenter la portée des travées, ce qui diminue le nombre des appuis et d'autre part d'avoir un aspect esthétique.

La variante retenue sera le sujet de notre étude dans les chapitres suivants.

III.6 Les caractéristiques géométriques des voussoirs :

Les caractéristiques géométriques des voussoirs sont :

G : le centre de gravité de la section ;
V : la distance entre G et la fibre supérieur ;
V' : la distance entre G et la fibre inférieur ;
h : la hauteur de la section ;
B : l'aire de la section ;
Iy : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal qui passe par G ;
Iz : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe vertical qui passe par G ;
ρ : le rendement géométrique : $\boldsymbol{\rho = \frac{Iy}{BxVxV'}}$

Tableau III.3 Les caractéristiques géométriques des voussoirs

	G		V(m)	V'(m)	h(m)	B(m²)	$I_y(m^4)$	$I_z(m^4)$	ρ
	Y(m)	Z(m)							
VSP	6.45	1.76	1.44	1.76	3.2	9.415	15.0147	84.0625	0.63
VSC	6.45	2.33	1.07	2.13	3.2	7.3725	10.3200	79.5841	0.61

III.7 LES HYPOTHESES DE CALCUL :

Le but de cette partie est de présenter les règlements, les documents de calcul, les caractéristiques et les contraintes limites des matériaux des éléments de l'ouvrage (béton du tablier, béton des piles et culées, béton des fondations profondes, aciers de précontrainte et armatures passives).

III.7.1 Normes et règles de calcul :

Le calcul et le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

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

III.7.2 MATERIAUX : (Selon la norme EN1992-1-1) :

Paramètres de conception :

Tableau III.4 Facteurs partiels pour l'état limite ultime

Situation du projet	γ_c béton	γ_s acier de béton armé	γ_s de précontrainte
Durable Transitoire	1.50	1.15	1.15

- facteur αcc, αct : coefficients tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et en traction

αcc = 0.85 (pour la résistance en compression)

αct = 1.00 (pour la résistance en traction)

III.7.2.1 BETON :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Tableau III.5 Les bétons utilisés

BÉTON	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{28} (MPa)	σ_b (MPa)
Tablier	40	3.00	37,619	24.00
Pile	27	2.22	33,000	16.20
Fondations	27	2.22	33,000	16.20
Culée	27	2.22	33,000	16.20
Pieux	35	2.70	35,982	21.00

$ft_{28} = 0.6 + 0.06\ fc_{28}$; $E28 = 11000\ Fc_{28}(1/3)$; $\sigma b = 0.6fc_{28}$

- fc_{28} = Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ;
- ft_{28} = Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
- E_{28} = Désigne le module de déformation longitudinale instantanée du béton
- σ_b = Désigne la limite de la contrainte de compression du béton

III.7.2.2 ACIER POUR ARMATURES PASSIVES :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance HA 500

La limite d'élasticité : fyk(g) = 500 MPa
Module de déformation élastique : Es(g) = 200 GPa
Poids volumique : g = 78.5 KN/m3

- ❖ L'enrobage considéré est de :

- ✓ 5 cm pour le tablier en béton précontraint, culées et fûts
- ✓ 4cm pour les semelles.
- ✓ 7 cm pour les pieux de fondation.

III.7.2.3 ACIER POUR CABLES DE PRECONTRAINTE :

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

Tableau III.6 Câble de précontrainte

Numéro	Notion	Valeur	Unité
Diamètre nominal	Ø	15.2 (0.62")	mm
Section nominale	A_p	150	mm^2
Masse nominale	γ	1.18	kg/m
Charge de rupture garantie du câble	f_{pk}	1,860	MPa
Charge à la limite conventionnelle d'élastique à 0.1 %	$f_{p0.1k}$	1,600	MPa
Force nominale de rupture garantie	F_r	>= 258	KN
Force nominale à la limite caractéristique d'élasticité à 0,1%	F_p	>= 219	KN
Module de la déformation élastique	E_p	195	GPa
La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures	ρ_{1000}	<= 2.5	%

- **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante)

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

III.7.3 Conclusion :

Les caractéristiques des matériaux mentionnes précédemment seront prises en compte pour les calculs nécessaires à l'étude de notre viaduc.

CHAPITRE IV
CHAGRES ET SURCHAGES

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les différentes actions qui peut subir le pont le long de sa durée de vie en se basant sur le guide technique RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes) ces actions sont :

- **Les actions hors trafic :** Actions permanentes (poids propre, action thermique…), actions variables (vent, neige…)
- **Les actions due au trafic :** Système de charge A, B, convois exceptionnels …

IV.2 Evaluation des actions hors trafic :

IV.2.1 Charge permanentes CP :

Elles représentent les éléments porteurs, c'est le poids propres des caissons, pour le cas de notre ouvrage :

Tableau IV.1 Poids des voussoirs

Type de voussoir	Section (m^2)	Longueur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (t)	nombre de voussoirs	poids totale (t)
VSP	9,415	4	25	941,5	2	1883
VSC	7,3725	2,5	25	460,78	54	24882,188
VCLV1	7,3725	0,5	25	92,156	2	184,3125
VCLV2	7,3725	1	25	184,31	1	184,3125
				poids propre du tablier		27133,813

Le poids total du tablier caisson seul **: $G_{CP} = 27133.813$ KN**

IV.2.2 Les charges complémentaires permanentes(CCP) :

- **Poids du revêtement**

Une couche de revêtement en béton bitumineux(BB) d'épaisseur d = **8cm**

Selon RCPR la densité de l'asphalte coulé et béton bitumineux est de **24 à 25 KN/ m^3**

- **Poids de la glissière de sécurité**

Les glissières de sécurité sont des éléments en acier destinés à retenir les véhicules dont les conducteurs ont perdu le contrôle. On opte pour une glissière de type BN4 son poids selon le guide SETRA est de **1KN/ml**. On a des glissières sur les deux côtés.

- **Poids du garde-corps**

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Son poids selon le guide SETRA est de **0.6KN/ml**.

❖ **Poids des trottoirs**

On a deux trottoirs en béton d'une épaisseur de **0.2m** l'un est de **1m** de largeur et l'autre **0.5m**.

❖ **Poids des corniches**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

On a une corniche d'une section s=**0.1047 m²** sur un seul côté.

Tableau IV.2 Charges complémentaires permanentes

Elément	Poids (KN/ml)	Densité (KN/m³)	Poids (KN)
revêtement	/	24	3173,8
glissière de sécurité	2x1	/	290
garde-corps	0.6	/	87
trottoirs	/	25	1087,5
corniches	2.6175	25	379,54
CCP	/	/	4959,8

Le poids total complémentaire permanent **: $G_{CCP} = 4959{,}8$ KN**

Le poids total du tablier $\mathbf{G_{tot} = G_{CCP} + G_{CP} = 32093{,}61}$ **KN**

Par unité de langueur : $\mathbf{G_{tot} = 221.34}$ **KN/ml**

IV.3 Evaluation des actions dues au trafic :

IV.3.1 Système de charge à considérer :

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes:
- Système de charge routière type A(l);
- Système de charge routière type B(système B_c et système B_t, et système B_r);
- Système de charge militaire Mc 120;
- Convoi exceptionnel D240;
- Les surcharges sur trottoirs.

IV.3.2 Caractéristiques du pont :

❖ **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre cas lr = 11.4 m

❖ **Largeur chargeable :**

elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue). Pour notre cas lc = lr-2x0.5 = 10.4 m

❖ **Nombre et largeur de voies :**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

N=E[Lc/3] = 3 voies

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies. l = 10.4/3 = 3.47 m

❖ **Classe de pont :**

Tableau IV.3 Classes de ponts

Classe du pont	Description
1ère classe	**LR ≥ 7m**
2ème Classe	5,50 m < LR < 7m
3ème Classe	LR ≤ 5,50 m

Notre pont appartient à la classe 1

❖ **Les cas de chargement :**

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

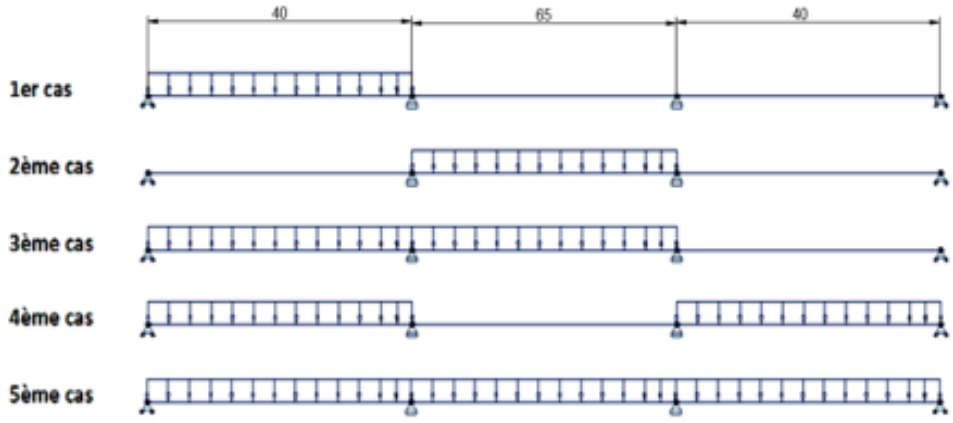


Figure IV.1 Les cas de chargement

IV.3.3 Système de charge A :

Le système A se compose d'une charge uniformément repartie dont la l'intensité dépend de la langueur L chargée et donnée par la formule suivante :

$$A(L) = 2{,}30\frac{360}{L+12}$$

Avec
L : la longueur chargée du tablier en (m).

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

Tableau IV.4 Valeur du coefficient a_1

Nombre de voies		1	2	3
Classe de pont	Première	1	1	0.9
	Deuxième	1	0.9	-
	Troisième	0.9	0.8	-

Donc a_1= 0.9

La charge A_1 est obtenue par : $A_1 = \max \begin{cases} a_1.A(l) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases}$

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$

v étant la largeur d'une voie et v_0= 3.50 m, donc $a_2 = 1.0089$

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau IV.5 Valeurs de A(l) pour tous les cas de charges

Cas de charge	**L (m)**	**A(l) KN/m²**	**A(l) en fonction de n° des voies**		
			1 voie	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	40	8,375	29,060	58,120	87,180
Cas 2	65	6,334	21,978	43,956	65,933
Cas 3	105	4,882	16,942	33,883	50,825
Cas 4	80	5,642	19,576	39,152	58,728
Cas 5	145	4,170	14,472	28,943	43,415

IV.3.4 Système de charges B / RCPR Article 4.5 :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

-Le système B_c se compose de camions types,

-Le système B_r se compose d'une roue isolée,

-Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

❖ **Système B_c :**

Un camion type du système comporte trois essieux, tous à roues simples avec pneumatiques.

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

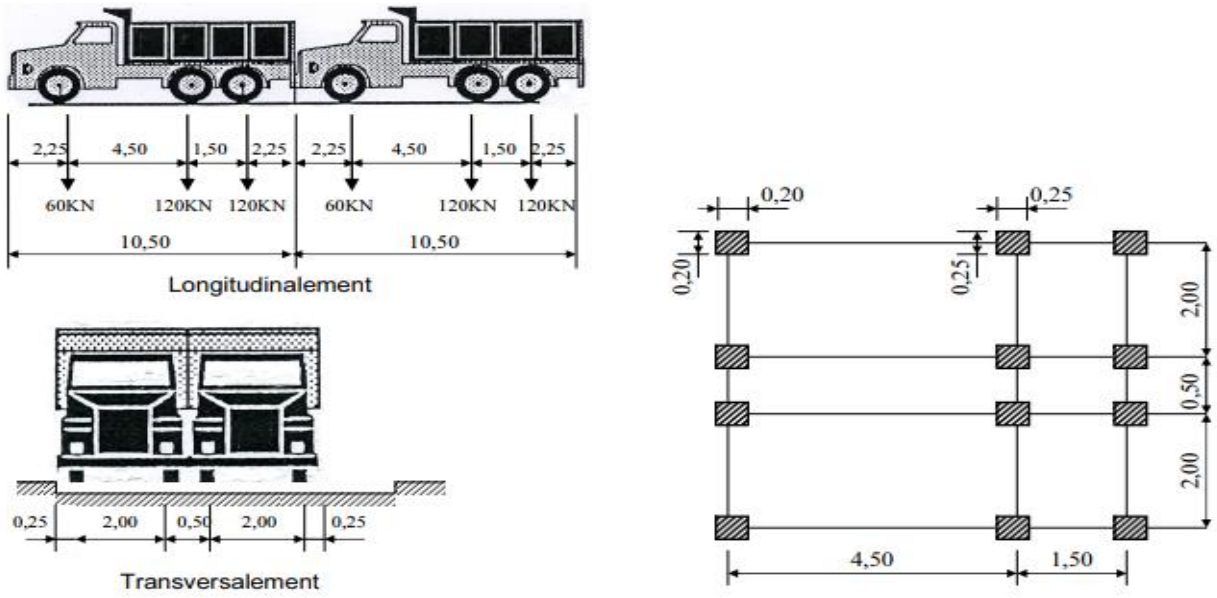


Figure IV.2 Disposition des camions B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau IV.6 Valeur du coefficient b_c

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Notre pont est de la première classe :

- 1 file de camion : $\mathbf{b_c = 1.2}$
- 2 files de camion : $\mathbf{b_c = 1.1}$
- 3 files de camions : $\mathbf{b_c = 0.95}$

❖ Système B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

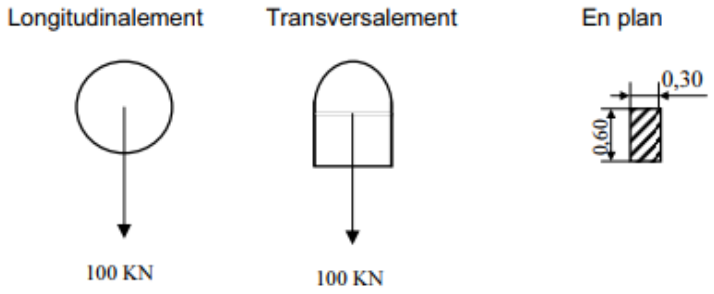


Figure IV.3 Disposition système B_r

❖ Système B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques, .la surface d'impact de chaque roue (portant 80 KN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.

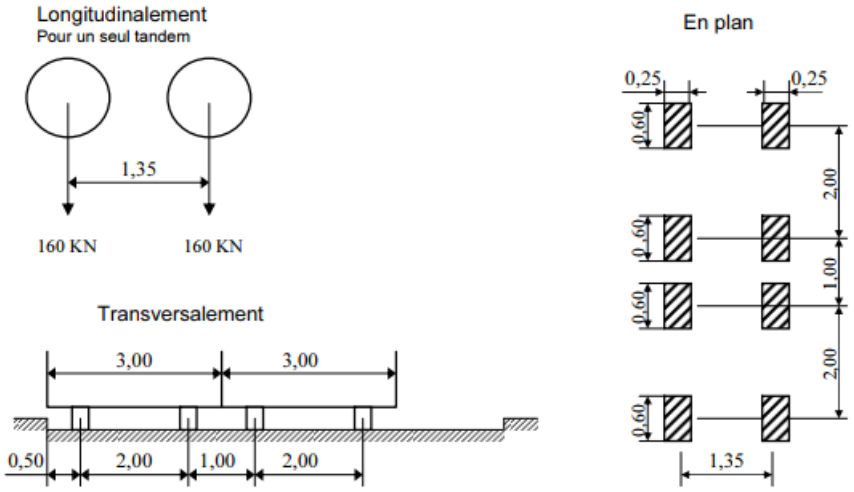


Figure IV.4 Disposition système B_t

La disposition de ces bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable ou de la largeur roulable, est soumise aux mêmes règles pour les camions $\mathbf{B_c}$.
En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système $\mathbf{B_t}$ prises en compte sont multipliées par les coefficients $\mathbf{b_t}$ suivants :

Tableau IV.7 Valeurs du coefficient b_t

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Notre pont est de la première classe donc $\mathbf{b_t = 1.2}$

IV.3.5 Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont multipliées par le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c , B_t , B_r est le même pour chaque élément d'ouvrage.

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : sa charge B maximale.

Tableau IV.8 Valeur des coefficients de majoration

système	Bc			Bt	Br
δ	1 voie	2 voies	3 voies	1,015	1,014
	1,017	1,019	1,021		

IV.3.6 Effort de freinage :

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

- **Système de charge A :**

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

S : surface chargée en m.

Tableau IV.9 Force de freinage du système A

Cas de charge	L (m)	A(l) KN/m²	Force de freinage		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	40	8,375	56,742	110,855	162,372
Cas 2	65	6,334	68,716	132,404	191,432
Cas 3	105	4,882	83,612	157,768	223,805
Cas 4	80	5,642	74,676	142,740	204,859
Cas 5	145	4,170	96,428	178,418	248,797

La valeur maximale de la force de freinage du système A est : **F= 248.80 KN**

- **Système de charges B_c :**

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Donc la force de freinage du système B_c est : **F= 300KN**

IV.3.7 Charges militaires : Convoi Mc120 :

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
Charge totale .....1100 KN
Longueur d'une chenille .....6,10 m
Largeur d'une chenille. .....1,0 m
Distance d'axe en axe des deux chenilles. ..... 3,30 m.
Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

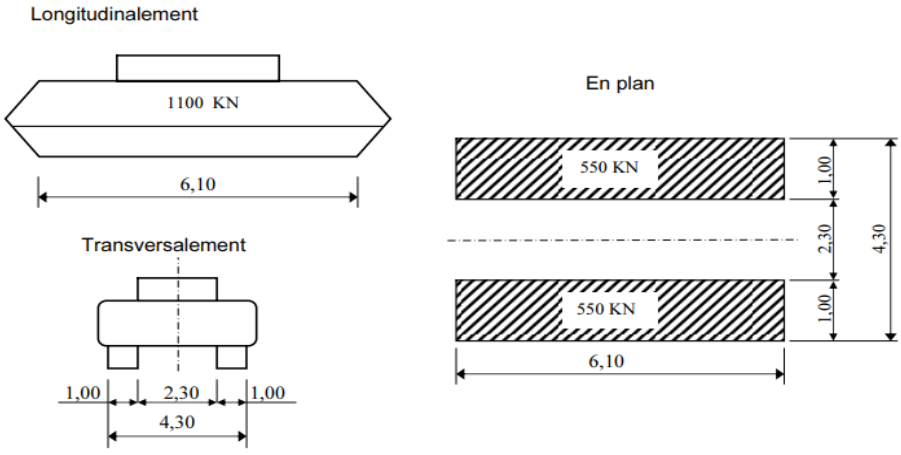


Figure IV.5 Convoi Mc120

Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

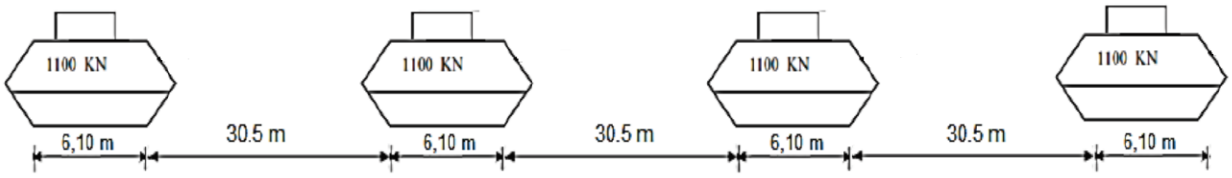


Figure IV.6 Disposition longitudinale du Convoi Mc120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ** qui est calculé de la même façon que pour le système B.

$\delta_{Mc120} = 1.018$

IV.3.8 Charge exceptionnel : Convoi type D240 :

Le convoi type 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 3,20m de large et de 18,60m de long.

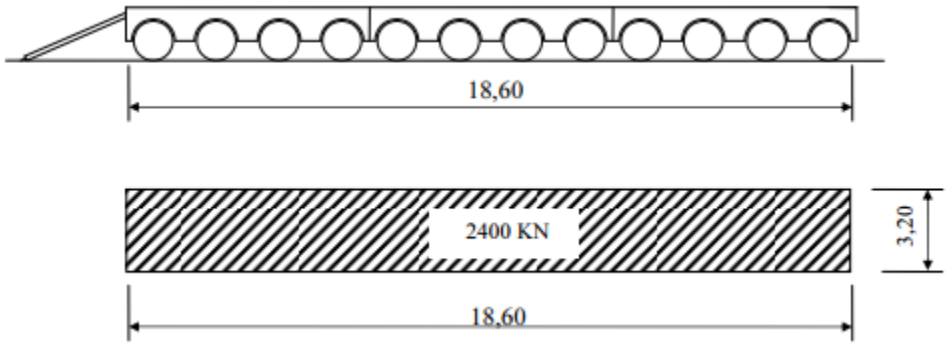


Figure IV.7 Convoi type D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est situé à 3,50m du bord de la largeur chargeable.

IV.3.9 Charges sur les trottoirs :

Les trottoirs et les pistes cyclables, qui leur sont assimilées, supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou de ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m².

IV.4 Combinaisons des actions :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

IV.4.1 Valeurs caractéristiques des actions :

IV.4.1.1 Coefficients pour les actions permanentes :

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles déjà définies, multipliées par les coefficients du ci-après qui dépendent de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Tableau IV.10 Coefficients de pondération des actions permanentes.

Charges	Gmax	Gmin
Poids propre	1,06	0,9
Terres	1,05	0,95
Etanchéité	1,2	0,8
Enrobé et béton bitumineux	1,4	0,8
Autres équipements	1,2	0,8
Autres charges	1	1

IV.4.1.2 Coefficients pour les actions dues au trafic :

Tableau IV.11 Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic.

Charges	**Nature de l'état limite**	
	ELU de résistance	**ELS**
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2

- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1.2
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

Les valeurs caractéristiques ainsi obtenues doivent être utilisées dans les combinaisons d'actions.

IV.4.2 Forme générale des combinaisons d'actions :

Tableau IV.12 Les combinaisons de charges.

Nature de l'état limite	combinaisons	Numéro des Combinaisons
ELU	1 ,35G +1,6A (L) +1,6ST	1
	1,35G +1,6BC+1,6ST	2
	1,35G+1.6Bt+1,6ST	3
	1,35G+1.6Br+1,6ST	4
	1,35G +1,35MC120	5
	1.35G+1.35D240	6
ELS	G +1,2A (l) +1.2ST	7
	G +1,2BC +1.2ST	8
	G+1,2Bt+1.2ST	9
	G+1,2Br+1.2ST	10
	G+Mc120	11
	G+ D240	12

IV.5 Conclusion :

L'étude de comportement mécanique pour chaque ouvrage doit passer par l'évaluation des charges et surcharges établie par le document « les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ». Ces charges seront utilisées dans les chapitres qui suivent pour déterminer les efforts appliqués à l'ouvrage.

CHAPITRE IV

Etude du tablier

V.1 Introduction :

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés symétriquement à l'aide des câbles de précontrainte par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé, on dit qu'on a construit un fléau

V.2 Stabilité des fléaux en phase de construction :

Pendant la construction il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles par un encastrement provisoire tel qu'une précontrainte verticale avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des cules.

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

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

V.2.1 Méthode de construction :

Le tablier est construit par encorbellement successifs des voussoirs préfabriqués à partir des piles. Les voussoirs sont transportés sur le lieu, et mis en place à l'aide de poutres de lancement.

V.2.2 Les phases de construction :

❖ **Phase 1 : élévation des piles :**



Figure.V.1 Réalisation des piles.

❖ **Phase 2 : réalisation du fléau sur p1**

Le fléau est constitué par un voussoir posé au sommet de chaque pile, dit voussoir de tête-, et par 24 autres voussoirs disposés symétriquement de chaque côté du voussoir de tête-pile, à savoir 12 d'une part et 12 de l'autre.

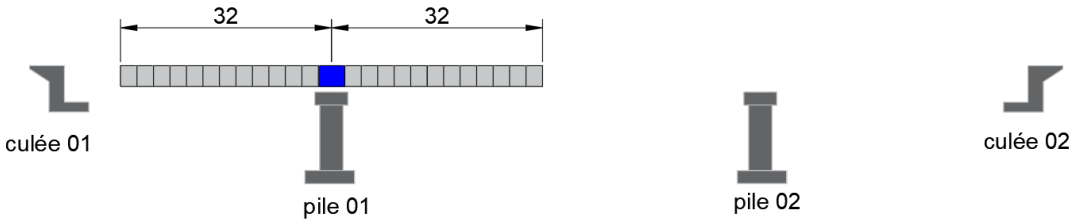


Figure.V.2 Disposition des voussoirs à partir de la pile P1.

❖ **Phase 3: clavage C1-P1**

Disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1, coulage du voussoir de 'clavage' et exécution de la précontrainte à compléter la travée C1-P1.



Figure.V.3 Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (c1-p1)

❖ **Phase 4 : réalisation du fléau sur p2**

Exécution par encorbellement du fléau de la pile P2



Figure.V.4 Disposition des voussoirs à partir de la pile P2.

❖ **Phase 5 : clavage P1-P2**

Coulage du voussoir de ‘clavage’ pour la travée P2-P1.

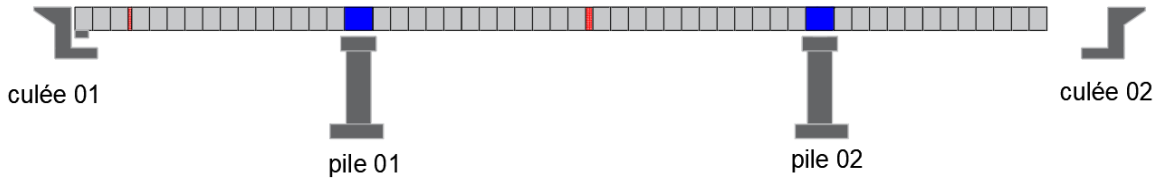


Figure.V.5 Clavage P1-P2.

❖ **Phase 6 : clavage P2-C2 :**

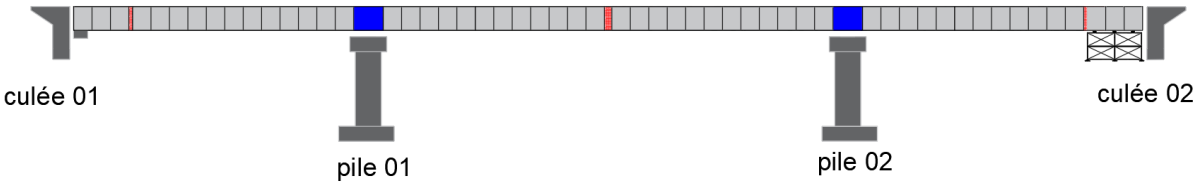


Figure.V.6 Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (p2-c2).

V.2.3 Charges à prendre en compte :

V.2.3.1 Poids propre du fléau :

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min).

Notre fléau est composé d’un voussoir sur pile (vsp) et 24 voussoirs courants (vsc) 12 d’une part et 12 de l’autre.

Gvsp = 94,15 t, Gvc = 46.08 t

Le poids des demi-fléaux G = $\frac{Gvsp+Gvsc*24}{2}$ = 600.04 t.

V.2.3.2 Charges variables d'exécution :

On distingue deux types de charges variables :

- **Charges de chantier connu :**

Pour les ouvrages préfabriqués il s'agit surtout des réactions des pieds de la poutre de lancement en cours de pose des voussoirs sa valeur courante varie entre 0.3 à 0.9 MN.

On prend Q_{prc1} égal à 0.50 MN concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de + 6% du côté du demi fléau le plus lourds ou minorées de 4% du côté opposé ($Q_{PRC1\ max}$ ou $Q_{PRC1\ min}$)

- **Charges de chantier aléatoires :**

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

Une charge répartie de 200 N/m² sur un demi- fléau: Q_{PRA1} **= 2.58 KN/ml .**
Une charge concentrée de (50+5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir: Q_{PRA2}=**114.5KN.**

(B : largeur du hourdis supérieur)

V.2.3.3 Actions accidentelles (FA) :

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose FA est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

FA= 2*46.08 = 92.16t = 921.6KN.

Tableau V.1 Les charges intervenant dans la phase de construction

G	Q_{prc1}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	FA
6000.4 KN	500KN	2.58 KN/ml	114.5KN	921.6KN

V.2.4 Combinaisons d'action :

V.2.4.1Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :

Combinaison A1 : 1,1 (G max + G min) + 1,25 ($Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}$)

Combinaison A2 : 0,9 (G max + G min) + 1,25 ($Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}$)

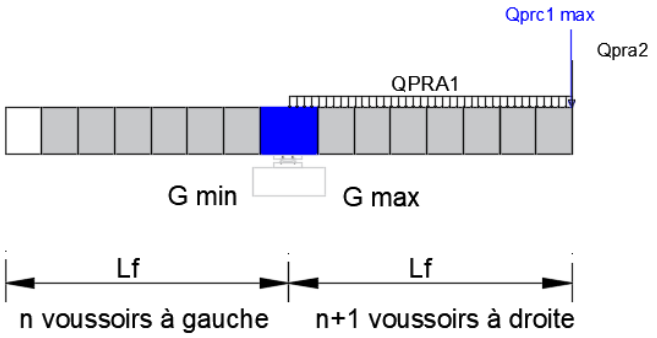


Figure.V.7 Situation temporaire de construction à considérer

V.2.4.2Combinaisons accidentelles de construction (type B) :

Combinaison B1 : 1,1 (G max + G min) + FA+ ($Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}$)

Combinaison B2 : 0,9 (G max + G min) + FA+ ($Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}$)

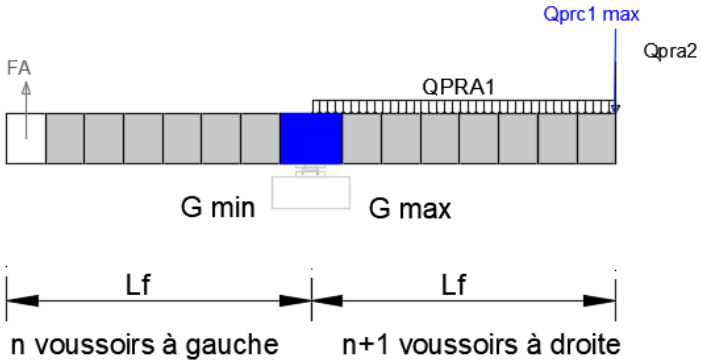


Figure.V.8 Situation accidentelle de construction à considérer

V.2.5 Evaluation des efforts :

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Dans ce modèle on considère que le fléau travaille comme une bi-console.

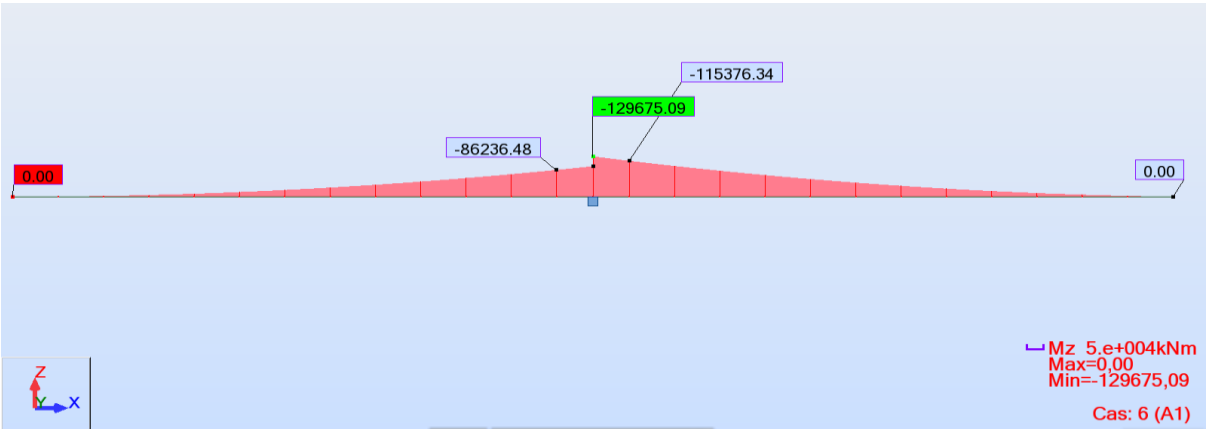


Figure.V.9 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1)

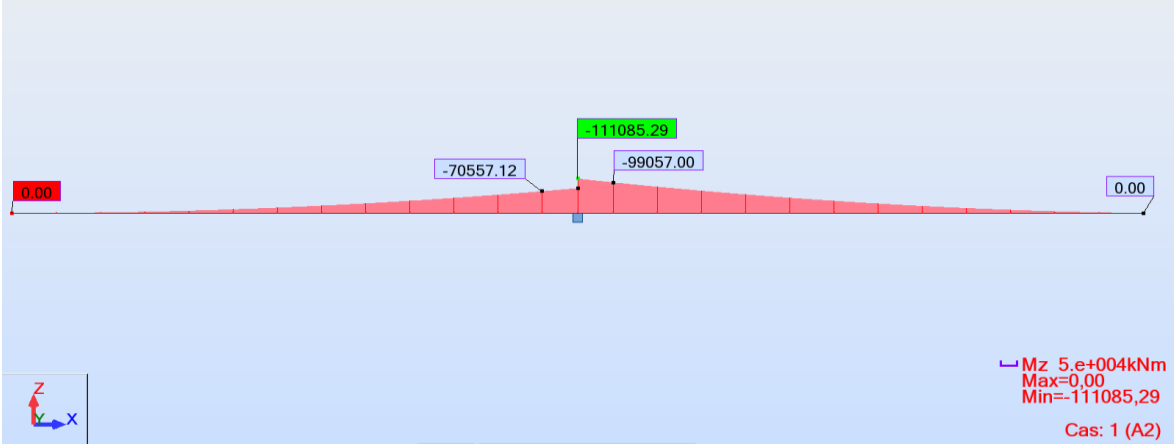


Figure.V.10 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2)

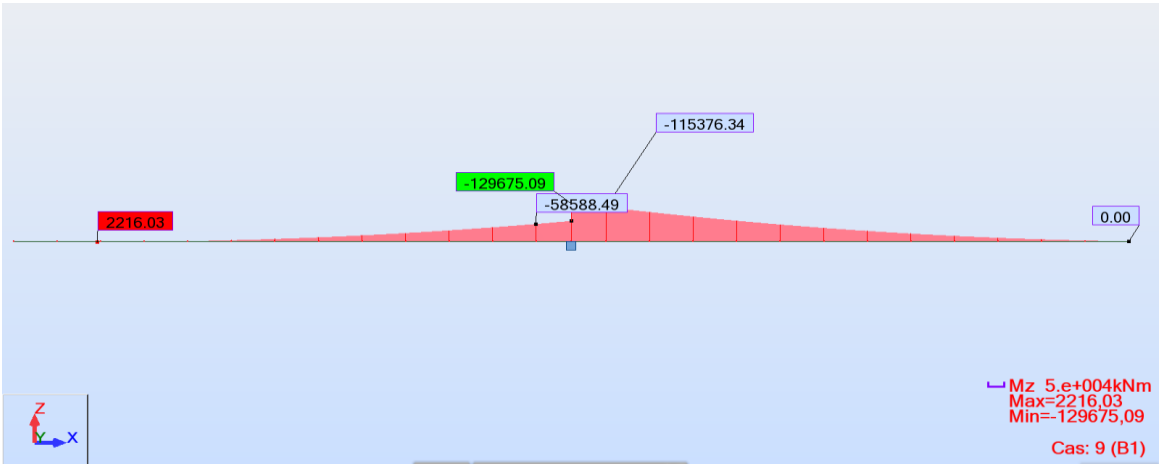


Figure.V.11 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(B1)

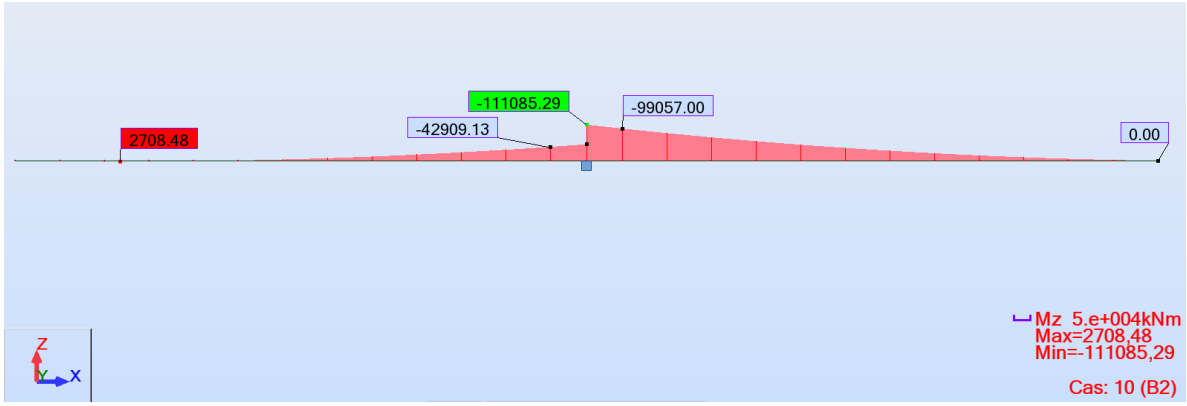


Figure.V.12 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(B2)

Les résultats des efforts internes dans chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Evaluation des efforts en phase de construction.

	Combinaison A1		**Combinaison A2**		**Combinaison B1**		**Combinaison B2**	
	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)
Axe Vsp	-129675.09	-7412.6	-111085.29	-6230.09	-124188.85	-7230.83	-105599.05	-6048.33
Fin Vsp	-115376.34	-6886.13	-99057	-5798.18	-110252.34	-6705.66	-93933	-5617.7
Fin V01	-98794.4	-6379.42	-85081.62	-5382.13	-94119.57	-6200.56	-80406.79	-5203.27
Fin V02	-83479.23	-5872.71	-72146.35	-4966.08	-79249.52	-5695.46	-67916.67	-4788.83
Fin V03	-69430.83	-5366	-60251.2	-4550.04	-65642.25	-5190.37	-56462.63	-4374.4
Fin V04	-56649.2	-4859.3	-49396.17	-4133.99	-53297.7	-4685.27	-46044.67	-3959.97
Fin V05	-45134.35	-4352.59	-39581.24	-3717.95	-42215.9	-4180.17	-36662.79	-3545.53
Fin V06	-34886.27	-3845.88	-30806.44	-3301.9	-32396.83	-3675.08	-28317	-3131.1
Fin V07	-25904.96	-3339.17	-23071.74	-2885.85	-23840.51	-3169.98	-21007.29	-2716.67
Fin V08	-18190.43	-2832.46	-16377.17	-2469.81	-16546.93	-2664.89	-14733.67	-2302.23
Fin V09	-11742.66	-3225.75	-10722.7	-2053.76	-10516.08	-2159.79	-9496.12	-1887.8
Fin V10	-6561.67	-1819.04	-6108.35	-1637.72	-5747.98	-1654.69	-5294.67	-1473.37
Fin V11	-2647.45	-1312.33	-2534.12	-1221.67	-2242.62	-1149.6	-2129.29	-1058.93
Fin V12	0	-80562	0	-805.62	0	-644.5	0	-644.5

D'après les résultats du calcul, les moments max à utiliser pour le dimensionnement de la Précontrainte de fléau sont celles obtenues de la combinaison temporaire A1.

V.3 Etude de la précontrainte :

V.3.1 Généralités :

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, elle consiste à faire travailler le béton au maximum en compression sous les sollicitations extérieures, en lui apportant des contraintes de compression afin qu'il puisse supporter par la suite des efforts de traction.

Il existe deux procédés de précontrainte :

- précontrainte par pré tension.
- précontrainte par post tension.

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

❖ Les câbles de fléau :

Leur rôle est :

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

❖ Les câbles de continuité :

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs.

V.3.2 Procédé de précontrainte utilisée :

On opte pour la précontrainte par post tension. On utilise des câbles 12T15, les torons sont constitués des fils étirés à froid enfilés dans des gaines positionnées à l'intérieure de la structure en béton armé maintenus sous tension par des clavettes dans les ancrages qui assurent la transmission de la force de compression dans le béton.

La mise en tension des câbles est réalisée simultanément aux deux extrémités des câbles à l'aide des deux vérins hydrauliques, une fois les câbles lâchés, les gaines sont injectées d'un coulis de ciment pour la protection contre la corrosion.

V.3.3 Etude de la précontrainte de fléau :

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs, dans la quasi totalités des cas ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal.

La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

V.3.3.1 Détermination du nombre des câbles du fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$N \geq \frac{P}{P_0}$ tel que $P_0 = 0.75 \times \sigma P_0 \times Ap$.

P_0: effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer, il est estimé à 25% de perte.

❖ **La tension d'origine :**

f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité.

f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie.

Câbles 12 T 15 classe 1860 TBR type Freyssinet

f_{prg} = 1860 Mpa., f_{peg} = 1600 Mpa.

Ap =12x150=1800mm².

$\sigma P_0 = \min (0.8f_{prg} , 0.9f_{peg}) = 1440$ Mpa.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P0 :**

$P_0 = \sigma_{P_0} \times A_P \rightarrow P_0 = 2592$ KN.

V.3.3.2 Calcul de l'effort de précontrainte :

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

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} v.$
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} v'.$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.
Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = \frac{p}{B} + \frac{p.e.v}{I}$ (compression).
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{p}{B} - \frac{p.e.v'}{I}$ (traction).

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer les contraintes dues à l'effort de précontrainte avec les contraintes dues aux à l'exécution du fléau. Ce qui donne :

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = \frac{p}{B} + \frac{p.e.v}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0.$
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{p}{B} - \frac{p.e.v'}{I} + \frac{|M|}{I} v' = 0.$

Avec :

- P : La force de précontrainte.
- V : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû aux poids propres et surcharge.
- B : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura : $P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e.V}{I}}$, $e = v - d$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir Vi.

Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir Vi+1, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier.

Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

Application Numérique :

M = -129675.09 KN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP)

ν = 1.44 m
e = V- d, On prend l'enrobage d = 0.15 m → e = 1.44 - 0.15 = 1.29 m
I = 15,0147 m^4
B = 9,415 m^2

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{B}+\frac{e.V}{I}} = 54088{,}1979 \text{ KN.}$$

$$N \geq \frac{P}{P_0} = 27{,}82314706$$

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

Tableau V.3 Estimation du nombre de câbles du fléau.

Phase	x (m)	M (KN.m)	B (m2)	I (m4)	ν (m)	e (m)	P (KN)	n	n retenus
Axe Vsp	0	-129675,09	9,415	15,0147	1,44	1,29	54088,1979	27,82314706	**28**
Fin Vsp	2	-115376,34	9,415	15,0147	1,44	1,29	48124,1101	24,75520067	**28**
Fin V01	4,5	-98794,4	7,3725	10,32	1,07	0,92	44337,791	22,80750567	**24**
Fin V02	7	-83479,23	7,3725	10,32	1,07	0,92	37464,5188	19,2718718	**20**
Fin V03	9,5	-69430,83	7,3725	10,32	1,07	0,92	31159,7584	16,02868228	**18**
Fin V04	12	-56649,2	7,3725	10,32	1,07	0,92	25423,5097	13,07793711	**14**
Fin V05	14,5	-45134,35	7,3725	10,32	1,07	0,92	20255,7774	10,4196386	**12**
Fin V06	17	-34886,27	7,3725	10,32	1,07	0,92	15656,5569	8,053784433	**10**
Fin V07	19,5	-25904,96	7,3725	10,32	1,07	0,92	11625,8483	5,980374617	**8**
Fin V08	22	-18190,43	7,3725	10,32	1,07	0,92	8163,65587	4,199411458	**6**
Fin V09	24,5	-11742,66	7,3725	10,32	1,07	0,92	5269,97082	2,710890339	**4**
Fin V10	27	-6561,67	7,3725	10,32	1,07	0,92	2944,80207	1,514815878	**2**
Fin V11	29,5	-2647,45	7,3725	10,32	1,07	0,92	1188,14513	0,611185764	**2**
Fin V12	32	0	7,3725	10,32	1,07	0,92	0	0	**2**

D'après les résultats obtenus On prend 28 câbles de 12T15 qui seront répartie 14 câbles par chaque gousset.

Tableau V.4 Nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir

N du voussoir	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12
Nombre de câbles arrêtés par voussoir	0	4	4	2	4	2	2	2	2	2	2	0	2
Nombre de câbles arrêtés par âme	0	2	2	1	2	1	1	1	1	1	1	0	1

❖ **Remarque :**

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le Phénomène de torsion.

V.3.3.3 Espacement des armatures de la précontrainte :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

En se référant à l'article 10.2.2.2 du BPEL 91 révisé 99 :

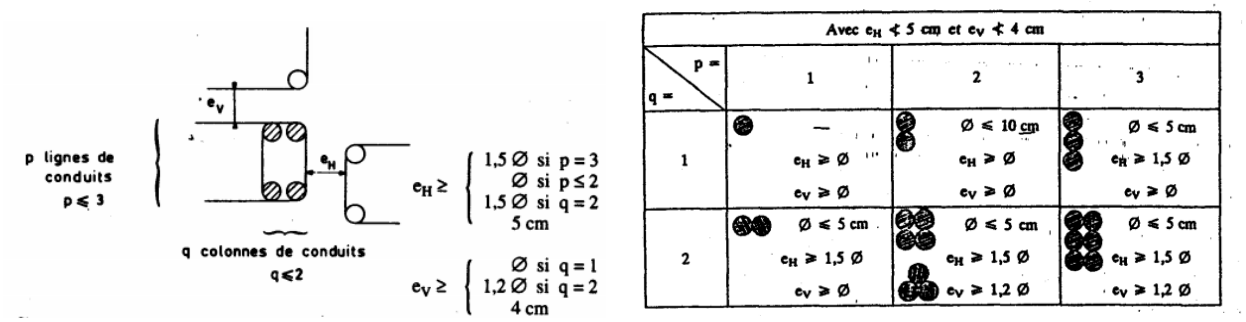


Figure.V.13 Espacement entre les câbles.

- L'espacement horizontal entre axes de deux câble eh ≥ Φ on prend eh = 20 cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : ev ≥ Φ on prend ev = 15 cm.

Avec : Φ = diamètre de la gaine (Φ = 85 mm).

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante

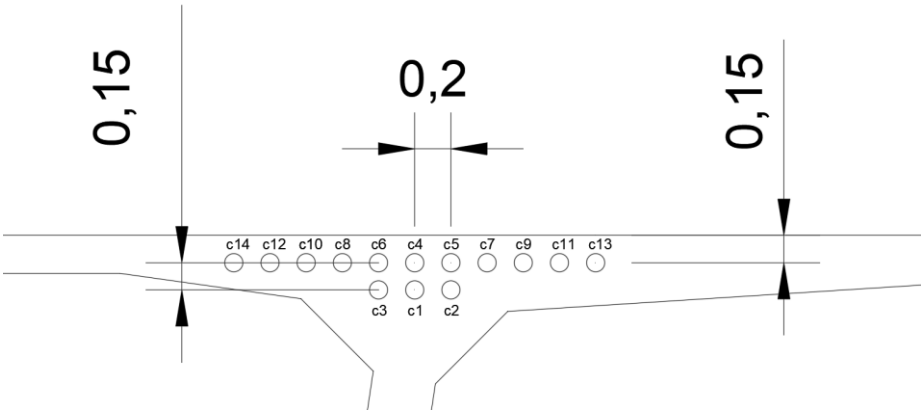


Figure.V.14 Disposition des câbles de fléau

V.3.3.4 Etude du tracé des câbles :

Les câbles du fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécutée, pour l'ancrage des câbles dans les âmes :
Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à 0,25 m de part et d'autre du C.D.G.

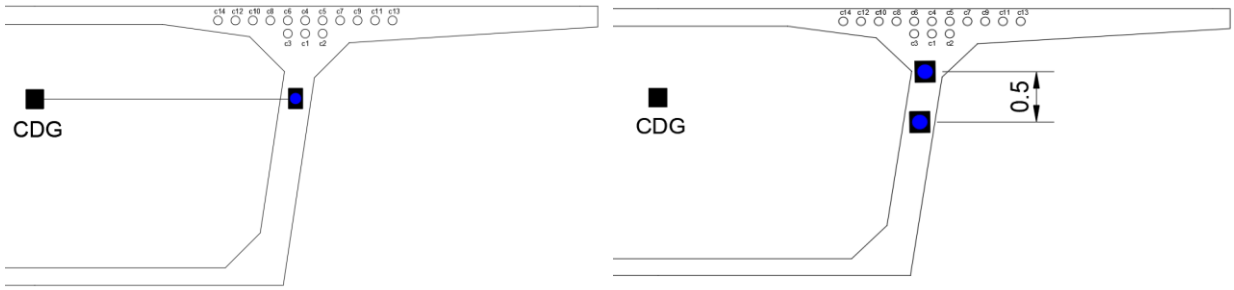


Figure.V.15 Disposition des ancrages au niveau des âmes

- **Etude du tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan suit une trajectoire rectiligne.

- **Etude de tracé en élévation :**

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leurs ancrages ou le tracé devient parabolique.

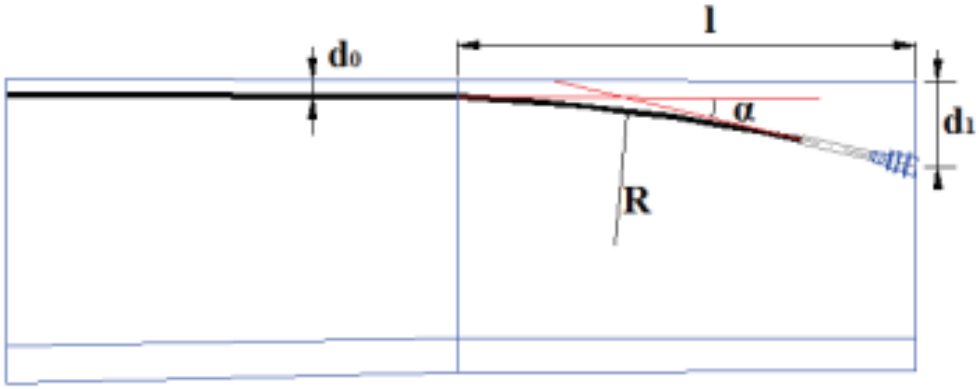


Figure.V.16 Tracé en élévation des câbles du fléau.

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

Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1-d_0)} \geq R_{min}$

L'angle de déviation : $\alpha = artg(2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{L^2}$

Avec :

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;

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

R_{min} : rayon minimal pour les câbles 12T15, R_{min} = 2,5 m.

Les résultats sont représentés dans le tableau V.5 et le tracé final des câbles de fléau est représenté dans la **figure V.17**.

Tableau V.5 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

câble	L(m)	d_0(m)	d_1	R (m)	α (rad)	Y (x)
C1 C2 C3	2,5	0,3	1,32	3,06	0.45	0,3+0,1632x
C4 C5 C6	2,5	0,15	0,82	4,66	0.37	0,15+0,1072x
C7 C8 C9 C10 C11 C12 C13 C14	2,5	0,15	1,07	3,40	0.43	0,15+0,1472x

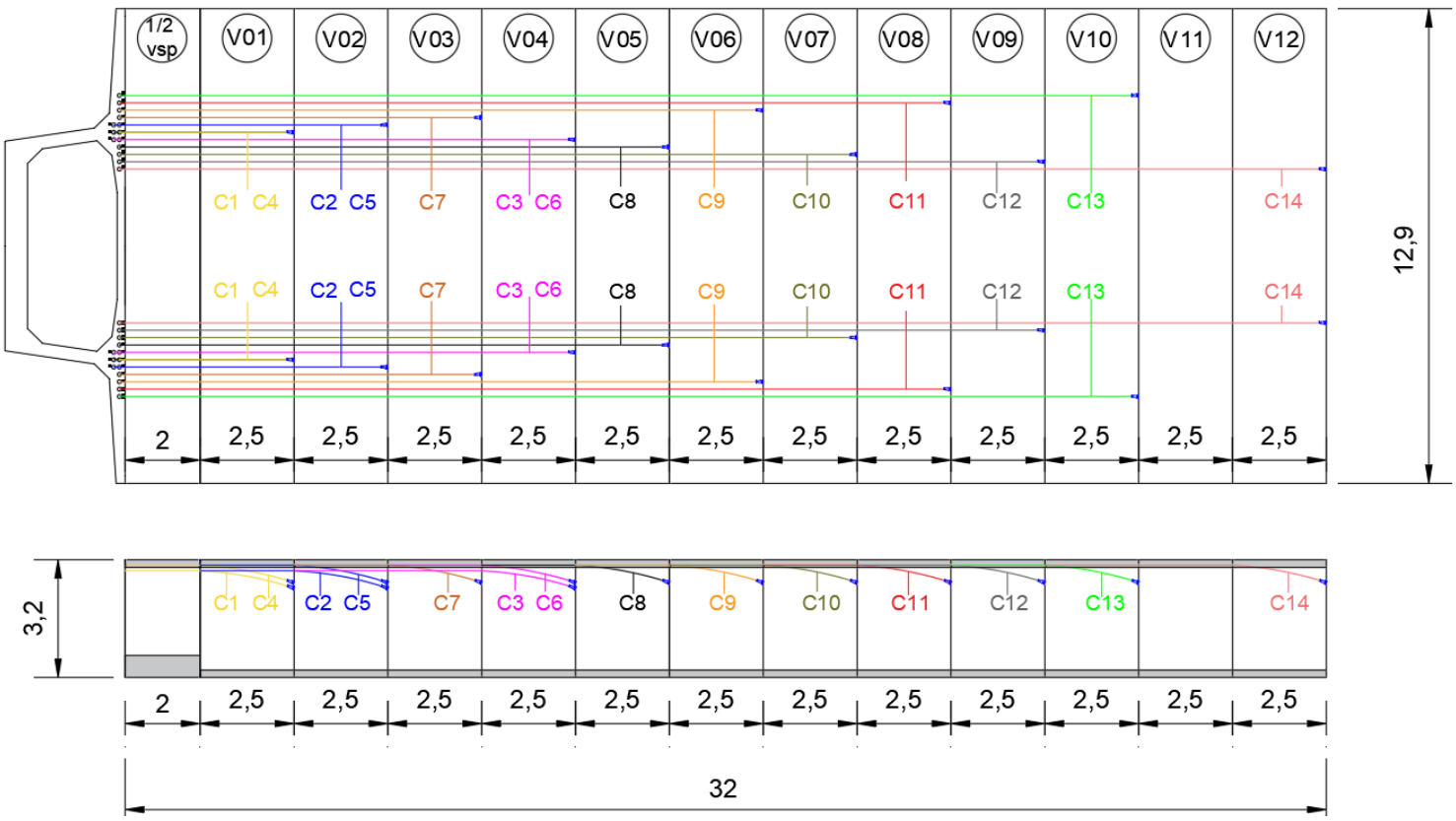


Figure.V.17 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux

V.3.4 Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les moments positifs dans la structure après la réalisation des fléaux. Ces câbles qui sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

V.3.4.1 Modélisation :

La modélisation de notre pont par la méthode des éléments finis est faite par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ; dans le modèle numérique le pont est considéré comme une poutre continue posée sur plusieurs appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double

Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008

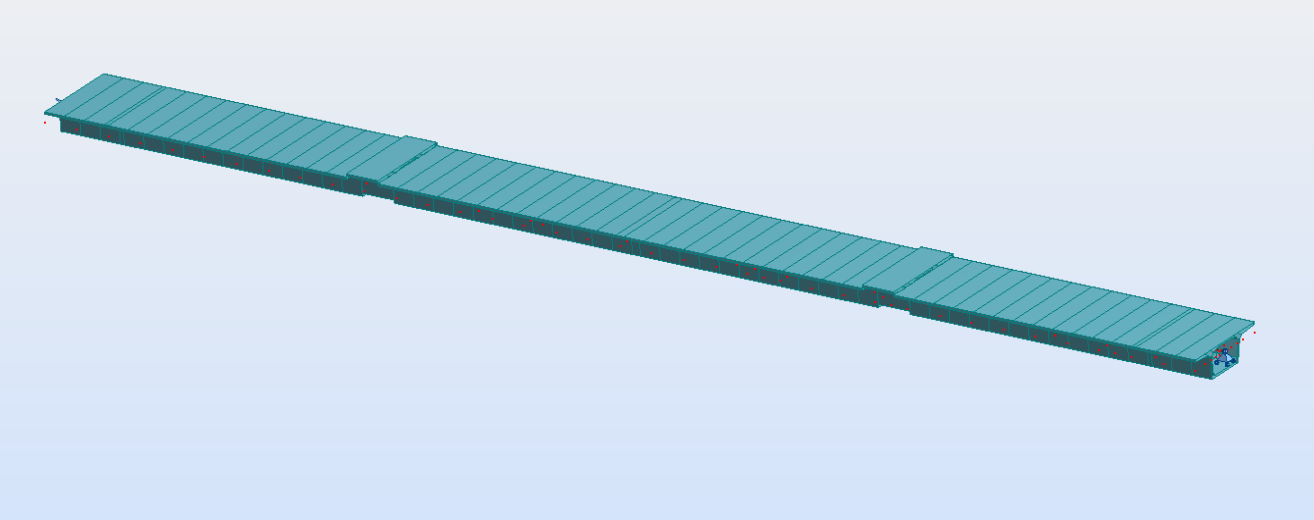


Figure.V.18 Modèle numérique du tablier du pont Robot 2014

❖ **Combinaisons d'action**

Selon le R.C.P.R, on a considéré les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.6 Combinaisons de charge en phase de service

Combinaison		G	A(L)	Bc	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	1,35	1.6	0	0	0	1.6
	COMB 2	1,35	0	1.6	0	0	1.6
	COMB 3	1,35	0	0	1.35	0	0
	COMB 4	1,35	0	0	0	1.35	0
ELS	COMB 1	1	1 .2	0	0	0	1.2
	COMB 2	1	0	1.2	0	0	1.2
	COMB 3	1	0	0	1	0	0
	COMB 4	1	0	0	0	1	0

❖ **Résultats :**

Après l'analyse des combinaisons à l'ELS, la combinaison suivante nous donne le moment max

G + D240

Avec : **G** : poids propres du tablier.

D240 : convoi (surcharge routière).

Les efforts les plus défavorables, sont représentés dans les figures ci-après :

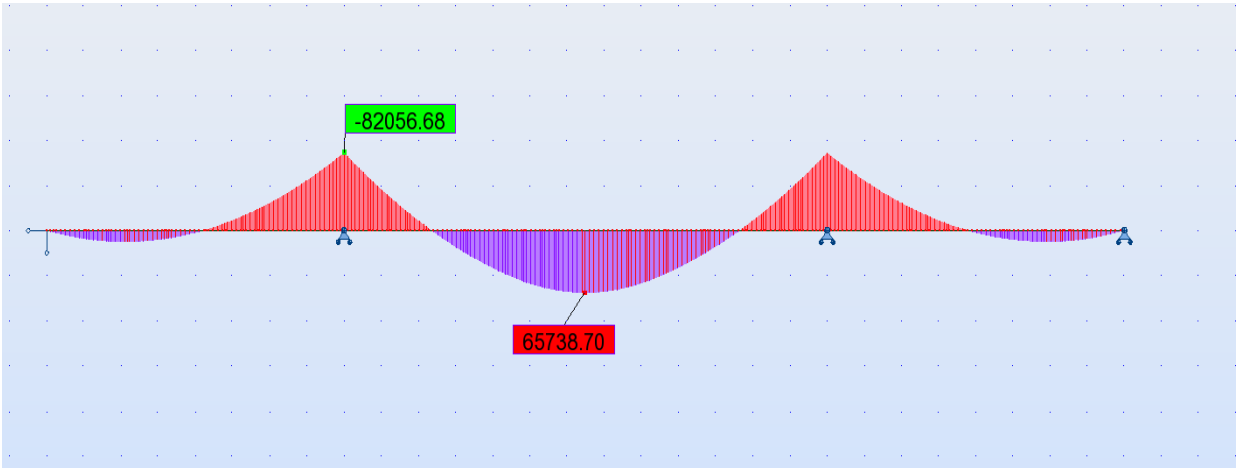


Figure.V.19 M_{max} **à l'ELS(G+D240).**

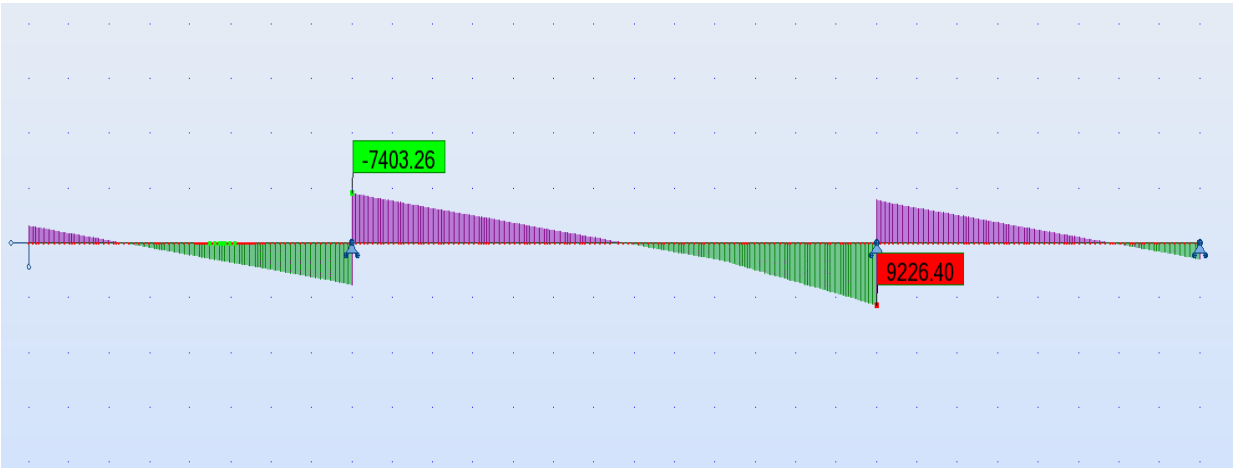


Figure.V.20 T_{max} **à l'ELS(G+D240).**

V.3.4.2 Détermination du nombre des câbles de continuité :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{B}+\frac{e.V}{I}}, \qquad e = v-d, \qquad N \geq \frac{P}{P_0}$$

❖ **Application Numérique :**

M = 65706.2 KN.m (G+D240 voussoir de clavage)
ν = 1.07 m

e = ν - d, On prend l'enrobage d = 0.15 m → e = 1.44 - 0.15 = 092 m
I = 10.32 m^4 ; B = 7.3725 m^2

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{B}+\frac{e.V}{I}} = 29488.1872 \text{ KN.}$$

$$N \geq \frac{P}{P_0} = 15.7280398 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{n=16 \text{ câbles de } 12T15.}$$

Le nombre de câbles de continuité est résumé dans les tableaux suivants :

❖ **Travée de rive :**

Tableau V.7 Estimation du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	B (m^2)	I (m^4)	ν (m)	e (m)	P (KN)	n	n retenus
Fin V3	0	10.63	7.3725	10.32	1.07	0.92	4.7706218	0.00254449	**2**
Fin V2	2.5	9070.86	7.3725	10.32	1.07	0.92	4070.89769	2.1712844	**4**
Fin V1	5	16750.36	7.3725	10.32	1.07	0.92	7517.36901	4.00952008	**6**
Fin clv	8	24065.59	7.3725	10.32	1.07	0.92	10800.3601	5.76056075	**6**
Fin V1	10.5	28034.6	7.3725	10.32	1.07	0.92	12581.6062	6.71061946	**8**
Fin V2	13	29956.45	7.3725	10.32	1.07	0.92	13444.1104	7.17065113	**8**
Fin V3	15.5	29495.72	7.3725	10.32	1.07	0.92	13237.3401	7.06036657	**8**
Fin V4	18	26981.02	7.3725	10.32	1.07	0.92	12108.7716	6.45842487	**8**
Fin V5	20.5	22319.48	7.3725	10.32	1.07	0.92	10016.726	5.34259582	**6**
Fin V6	23	1548296	7.3725	10.32	1.07	0.92	694857.446	370.614357	**4**
Fin V7	25.5	6510.22	7.3725	10.32	1.07	0.92	2921.7119	1.55834608	**2**
Fin V8	28	-4239.63	7.3725	10.32	1.07	0.92	-1902.69721	-1.01483679	**0**

D'après les résultats obtenus On prend 8 câbles de 12T15 qui seront répartie 4 câbles par chaque gousset.

❖ **Travée principale :**

Tableau V.8 Estimation du nombre de câbles de continuité en travée centrale

Voussoirs	X (m)	M (KN.m)	B (m^2)	I (m^4)	v (m)	e (m)	P (KN)	n	n retenus
Fin V9	7.5	-13433.48	7.3725	10.32	1.07	0.92	-6028.7914	-3.21556121	**2**
Fin V8	10	1353.21	7.3725	10.32	1.07	0.92	607.305092	0.32391678	**4**
Fin V7	12.5	14783.76	7.3725	10.32	1.07	0.92	6634.78154	3.53877664	**6**
Fin V6	15	26865.7	7.3725	10.32	1.07	0.92	12057.0173	6.43082081	**8**
Fin V5	17.5	37601.52	7.3725	10.32	1.07	0.92	16875.1299	9.00064533	**10**
Fin V4	20	46977.97	7.3725	10.32	1.07	0.92	21083.1729	11.2450786	**12**
Fin V3	22.5	54827.77	7.3725	10.32	1.07	0.92	24606.0729	13.1240788	**14**
Fin V2	25	60611.39	7.3725	10.32	1.07	0.92	27201.6951	14.5084992	**16**
Fin V1	27.5	64522.2	7.3725	10.32	1.07	0.92	28956.8216	15.4446267	**16**
Fin clv	31	65706.2	7.3725	10.32	1.07	0.92	29488.1872	15.7280398	**16**
Fin V1	33.5	64141.38	7.3725	10.32	1.07	0.92	28785.914	15.3534701	**16**
Fin V2	36	60421.82	7.3725	10.32	1.07	0.92	27116.6182	14.463122	**16**
Fin V3	38.5	54551.72	7.3725	10.32	1.07	0.92	24482.1848	13.058001	**14**
Fin V4	41	46688.98	7.3725	10.32	1.07	0.92	20953.4775	11.1759033	**12**
Fin V5	43.5	37353.33	7.3725	10.32	1.07	0.92	16763.7451	8.9412363	**10**
Fin V6	46	26664.48	7.3725	10.32	1.07	0.92	11966.7121	6.38265494	**8**
Fin V7	48.5	14623.07	7.3725	10.32	1.07	0.92	6562.66572	3.5003124	**6**
Fin V8	51	1237.71	7.3725	10.32	1.07	0.92	555.47002	0.29626964	**4**
Fin V9	53.5	-13505.66	7.3725	10.32	1.07	0.92	-6061.18495	-3.23283888	**2**

D'après les résultats obtenus On prend 16 câbles de 12T15 qui seront répartie 8 câbles par chaque gousset.

V.3.4.3 Espacement des armatures de la précontrainte :

On prend eh = 15 cm.

On prend ev = 15 cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :



Figure.V.21 Disposition des câbles de continuité

V.3.4.4 Tracé des câbles de continuité :

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, les équations et les paramètres du tracé sont montrés aux tableaux **V.9** et **V.10**

Tableau V.9 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée centrale.

câble	L(m)	d_0(m)	d_1	R (m)	α (rad)	Y (x)
C1 C2	2,5	0,45	0,6	20,83	0.12	0,45-0,024x
C3 C4 C5	2,5	0,3	0,6	10,42	0.22	0,3-0,048x
C6 C7 C8	2,5	0,15	0,6	6,94	0.29	0,15-0,072x

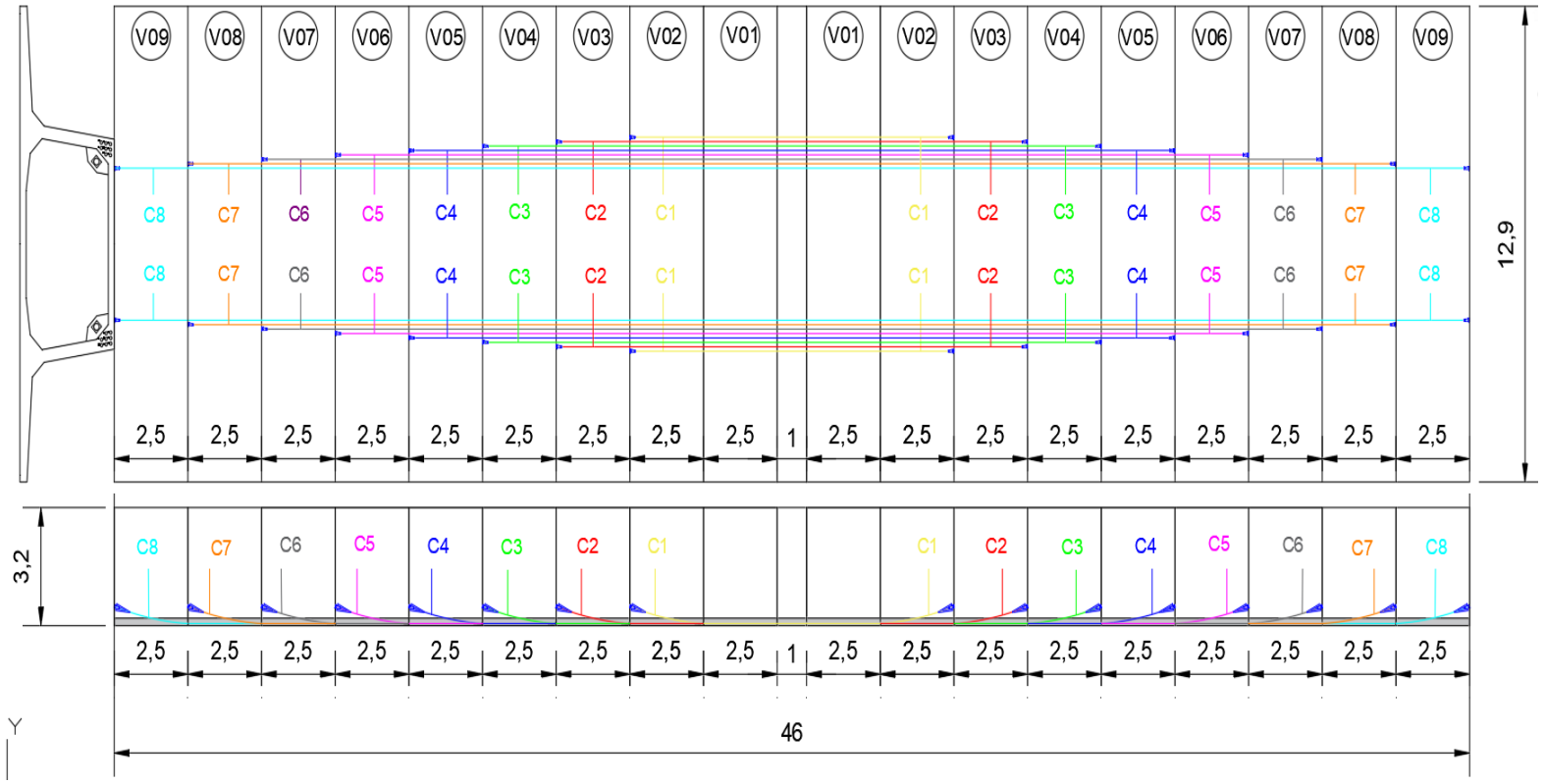


Figure.V.22 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée centrale.

Tableau V.10 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive.

cable	L(m)	d_0(m)	d_1	R (m)	α (rad)	Y (x)
C1 C2	2,5	0,3	0,6	10,42	0.22	0,3-0,048x
C3 C4	2,5	0,45	0,6	20,83	0.12	0,15-0,072x

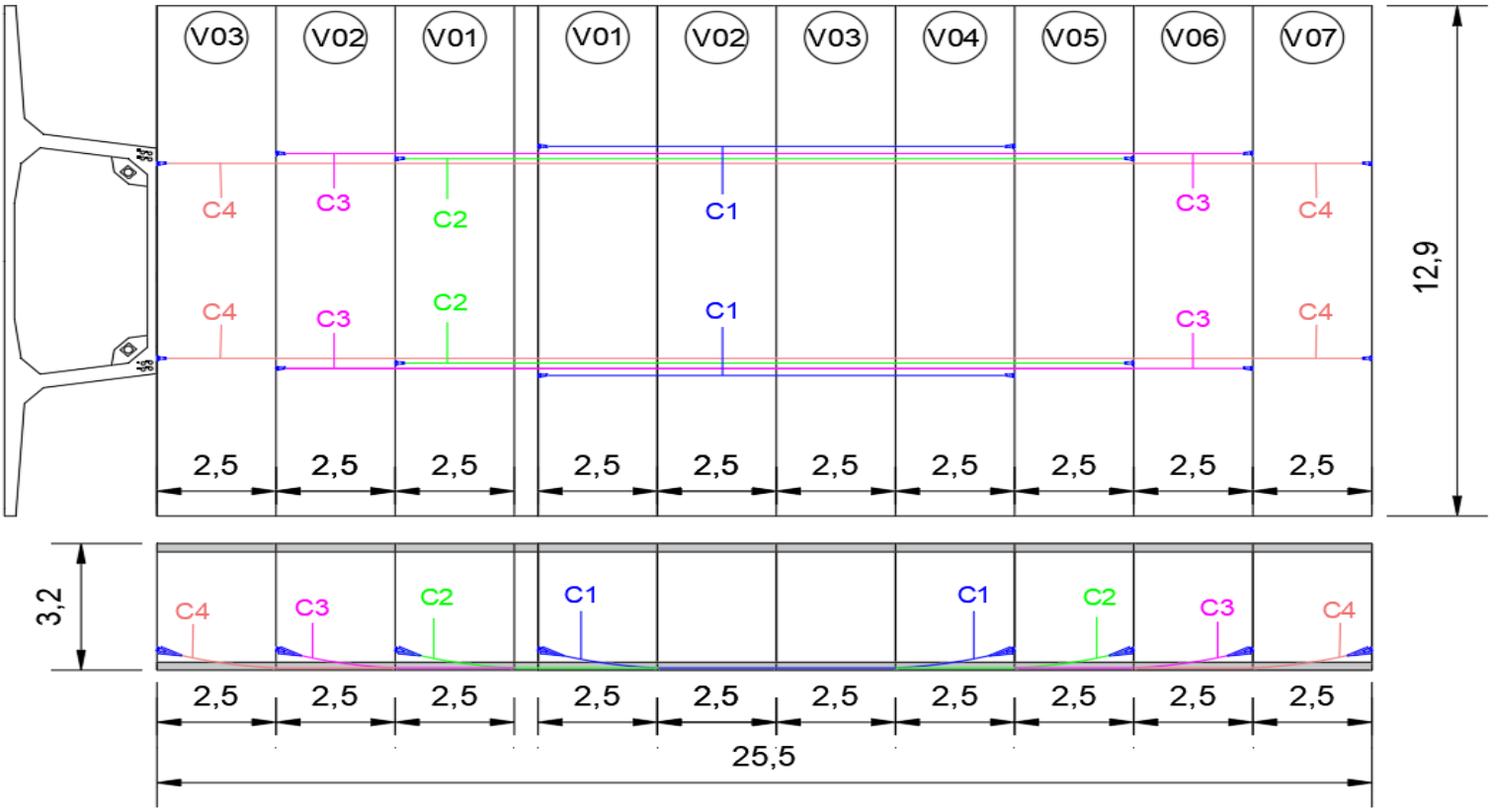


Figure.V.23 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée de rive

V.3.5 Pertes de précontrainte :

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l´origine, c´est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.
De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l´origine et la tension qui s´exerce en un point donné d´une armature, à un instant donné.

Il y existe deux types de pertes : instantanées et déférées.

V.3.5.1 Pertes de tension instantanées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tensions instantanées au moment de la mise en tension on distingue :
- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton ;
- Les pertes de tension par recul d´ancrage ;

❖ **Pertes de tension par frottement :**

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine, le frottement du câble sur la gaine diminue la tension le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon **BPEL** la tension $\sigma_{p0}(x)$ d´une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s´obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l´ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0}\, e^{-f\alpha-\phi x}$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ;
- **e** : la base des logarithmes népériens ;
- **f** : coefficient de frottement en courbe (rd-1) ;
- φ : coefficient de frottement en ligne (m-1) ;
- **x** : la distance de la section considérée (m) ;
- α: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha + \beta$ dans notre cas $\beta=0$ (les câbles suivent une trajectoire rectiligne en plan).

La perte de tension par frottement, dans la section considérée, est égale à :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-f\alpha-\phi x})$$

Tableau V.11 Valeurs de f et φ selon B.P.E.L.

CAS	Nature des armatures	f	f	ϕ
		3 ≤R≤ 6 (en m)	R ≥ 6 (en m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0.18	**0.003**
	Torons	$\mathbf{\frac{26-R}{100}}$	**0.2**	

❖ Application Numérique :

Pour Câble 1 (demi-fléau) au niveau de l'axe vsp

α = 0 , X = 4.5 , f = 0.2294 , Φ = 0.003

$e^{-f\alpha-\phi x} = 0.98 \longrightarrow \Delta\sigma_f(x) = 19.31$ MPa

Les résultats sont présentés dans les tableaux **Annexe 4.1, Annexe 4.2, Annexe 4.3**

❖ **Pertes de tension par recul d'encrage :**

Cette perte de tension, qui peut résulter du glissement de l´armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l´ancrage, a une influence qui diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », obtenue par les formules suivantes :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2.\sigma_0 \times k(d-x) \text{ tel que : } k = \alpha\frac{f}{L} + \varphi \; ; \quad d = \sqrt{\frac{E_p.g}{k.\sigma_0}}$$

Avec :

- σ_0 : Contrainte initiale.
- g : l'intensité du recul d'ancrage. g=0.002 (m).
- Ep : module d'élasticité des aciers. Ep=195 000 (MPa).
- d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- **x** : la distance depuis l'ancrage (m) ;
- k : fonction croissante.
- L : longueur du câble.
- f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).
- φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}). φ=0.003.
- α: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble .

❖ Application Numérique :

Pour Câble 1 :

$\alpha = 0{,}45$, $L = 4.5$, $f = 0.2294$, $\Phi = 0.003 \rightarrow k=0.45 . \frac{0.2294}{4.5} + 0.003$

$k=0.026 \rightarrow d=\sqrt{\frac{195000.0.002}{0.026\times1440}} \rightarrow d= 3.23$ m

L'ancrage est situé en fin de V1 dont x=0 : $\Delta\sigma_g(0) = 2 \times 1440 \times 0.026(3.19 - 0)$= 241.4 MPa.

En x=2.5 m (fin de VSP) : $\Delta\sigma_g(0) = 2 \times 1440 \times 0.026(3.19 - 2.5)$= 54.63 MPa.

En x=4.5 m (axe de VSP) $x > d$, la perte de tension par recul d'ancrage est nulle.

Les résultats sont présentés dans les tableaux **Annexe 4.4, Annexe 4.5, Annexe 4.6**

❖ **Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :**

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l'un après l'autre. Chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c'est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

Ainsi on peut démontrer :

$$\Delta\sigma_{rac}(x)= \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{Ebi} \sigma_b(x)$$

n : nombre de câble

σ_b : Contrainte finale (après pertes instantanées : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles.

Ebi : module instantané du béton au jour j

Ep : module de Young des armatures de précontrainte

Le **BPEL** donne la perte moyenne par câble par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rac}(x)= \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \sigma_b(x) \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p.e^2}{I} - \frac{M_g.e}{I}$$

Avec :

P : effort de précontrainte, $P = P0 (1 - \Delta P) = \sigma_{p0} \times (1 - \Delta P) \times n \times Ap$

M_g : moment dû au poids propre.

e : Excentricité du câble moyen.

❖ Application Numérique :

E_p = 195000 Mpa , E_{bi} = 37619 MPa

Pour axe VSP :

Nombre de câbles : 28, e = 1.215 m , I = 15.0147 m^4 , M_g = 129,67509 MN.m

$P = \sigma_{p0} \times (1 - \Delta P) \times n \times Ap = 1440 \times 0.75 \times 28 \times 1800 \times 10^{-6} = 54.43$ MN

σ_b = 0.64 MPa → $\Delta\sigma_{rac}$ = 1,66 MPa

Les résultats sont présentés dans les tableaux **Annexe 4.7, Annexe 4.8, Annexe 4.9**

V.3.5.2 Pertes de tension différées :

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

❖ **Pertes par retrait :**

Le retrait est un phénomène physique du essentiellement à l'évaporation de l'eau en excès. On peut considérer par simplification que le retrait final ξr ne dépend que des conditions climatiques.

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire. Donc les câbles ancrés sur le béton, ne subissent que la part de raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension.

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

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \times \xi r\ [1 - r(t0)]$.

Souvent, on peut négliger r (t0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi r$$

ξr: retrait final, estimé suivant **BPEL** par $\mathbf{2\times10^{-4}}$ pour région tempérée.

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

❖ Application Numérique :

$\xi r = 2\times10^{-4}$ → $\Delta\sigma_r = 39$ MPa → $\Delta\sigma_r = 2.71$ %

$E_p = 195\ 000$ Mpa

❖ **Pertes par fluage**

Le fluage a été défini comme étant l´augmentation de déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Ce type de déformation conduit à un raccourcissement de l'élément impliquant une perte de tension dans l´armature active croissante dans le temps proportionnel à la déformation de fluage.

La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bi}} \times (\sigma_b + \sigma_M)$$

D'après le BPEL la contrainte σ_M vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où : $$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b(x) \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p.e^2}{I} - \frac{M_g.e}{I}$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dans la section considérée.

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

❖ Application Numérique :

E_p = 195 000 Mpa , E_{bi} = 37619 MPa

Nombre de câbles : 28 (axe VSP) e = 1.215 m, I = 15.0147 m^4 , M_g = 129,67509 MN.m

$P = \sigma_{p0} \times (1 - \Delta P) \times n \times Ap = 1440 \times 0.75 \times 28 \times 1800 \times 10^{-6} = 54.43$ MN

σ_b = 0.64 MPa → $\Delta\sigma_{fl}$ = 8.29 MPa

Les résultats sont présentés dans les tableaux **Annexe 4.10, Annexe 4.11, Annexe 4.12**

❖ **Perte de tension par relaxation des aciers :**

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte, à longueur constante. C´est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers

La loi d´évolution de la relaxation dans le temps est assez compliqué, on prendra en considération celle stabilisée :

$$\Delta\sigma_p = 0.06\ .\ \sigma_{pi}(x).\ \rho_{1000}(\mu - \mu_0)\ , \quad \text{tel que :}\ \ \mu = \frac{\sigma p_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec :

- σ_{pi} : La contrainte après les pertes instantanées dans l'abscisse x

-μ_0 : Coefficient qui tient compte du taux en delà duquel il n´y´a pas de relaxation, il est égale à 0.43 pour les aciers de très bonne relaxation.

- ρ_{1000} (%): Valeur garantie de la relaxation à 1000 h. ρ_{1000} = 2.5 %.

- f_{prg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité. f_{prg} = 1860 MPa.

Les résultats sont présentés dans les tableaux **Annexe 4.13, Annexe 4.14, Annexe 4.15**

V.3.5.3 Pertes totales :

- **Pertes instantanées totales :**

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

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}$$

- **Pertes différées totales :**

Pour tenir en compte que le fluage ainsi que le retrait vont atténuer cette perte de tension par relaxation des armatures, on minore par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l´acier, les pertes différées totales serrant :

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$ Donc : $\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Tableau V.12 Pertes totales pour le demi fléau

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10	Fin V11	Fin V12
Les pertes instantannées	4,55 %	4,78 %	6,39 %	5,33 %	4,47 %	4,77 %	3,77 %	3,81 %	4,03 %	4,54 %	4,94 %	6,92 %	5,23 %	8,24 %
Les pertes différées	6,38 %	8,49 %	7,84 %	7,50 %	7,90 %	7,22 %	7,32 %	7,30 %	7,15 %	6,84 %	6,48 %	5,72 %	6,44 %	6,05 %
Les Pertes Totales (%)	10,93%	13,27%	14,24%	12,83%	12,37%	11,98%	11,08%	11,11%	11,18%	11,38%	11,43%	12,64%	11,67%	14,29%

Tableau V.13 Pertes instantanées totales pour la travée centrale

	axe clavage	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9
Les pertes instantannées	5,56%	5,35%	5,74%	5,12%	4,97%	4,77%	5,05%	6,13%	7,25%	8,48%
Les pertes différées	11,27%	11,45%	11,80%	10,88%	10,50%	9,94%	9,54%	9,51%	9,46%	9,62%
Les Pertes Totales (%)	16,83%	16,80%	17,54%	16,00%	15,47%	14,71%	14,59%	15,64%	16,71%	18,10%

Tableau V.14 Pertes instantanées totales pour la travée de rive

	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Les pertes instantannées	3,48%	4,39%	6,86%	7,02%	7,04%	7,75%
Les pertes différées	9,99%	11,25%	11,32%	10,31%	9,68%	8,82%
Les Pertes Totales (%)	13,47%	15,64%	18,18%	17,32%	16,72%	16,58%

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées. Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment. L'estimation des pertes est vérifiée.
Pour la suite de calculs on prend :

- $\Delta\sigma$=15 % pour les câbles de fléau.
- $\Delta\sigma$=19 % pour les câbles de continuité.

V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

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

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc} \text{ Dans la fibre supérieure ;}$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc} \text{ Dans la fibre inférieure ;}$$

$$\text{Et} \quad \sigma_y = \frac{p}{B} \pm \frac{p.e}{I} y \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

I : inertie de la section considérée ;

e : excentricité du câble de précontrainte moyenne ;

M : moment extérieur ;

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrême ;

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

σ_{bt1} : Contrainte admissible de traction hors section d'enrobage ;

σ_{bt2} : Contrainte admissible de traction dans la section d'enrobage ;

V.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction :

Selon **BPEL 91** : en classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

En situation d´exécution **: 0,7 f_{tj}** dans la section d´enrobage et **1,5 f_{tj}** ailleurs.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5$ MPa

$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3 = 2.1$ MPa

Les résultats sont mentionnés dans le tableau **Annexe 4.16**

$\rightarrow$ Les contraintes sont vérifiées

V.4.2 Vérification des contraintes en phase de service :

Selon **BPEL 91** : en classe II les contraintes de traction du béton sont limitées $\mathbf{f_{tj}}$ dans la section d´enrobage ; **1,5** $\mathbf{f_{tj}}$ ailleurs, sous l´effet des combinaisons rares :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa
$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5$ MPa

$\sigma_{bt2} = f_{t28} = 3$ MPa

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- **Etat à vide :** On prend en considération seulement le poids propre du tablier.

Les résultats sont présentés dans le tableau **Annexe 4.17**

$\rightarrow$ Les contraintes sont vérifiées

- **Etat en charge :** On prend en considération les charges et surcharges.

Les résultats sont présentés dans le tableau **Annexe 4.18**

$\rightarrow$ Les contraintes sont vérifiées

V.4.3 Vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant :

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.

Selon le règlement de béton précontraint BPEL, on procédera :

- En état limite de service à une vérification de la contrainte de cisaillement ;
- En état limite ultime a une vérification de la section d'acier transversale qui peut être formé et a une vérification de la compression des bielles.

V.4.3.1 Détermination de l'effort tranchant :

- Du aux charges extérieurs :

L'effort tranchant est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS.

❖ Du dû à l'effort de précontrainte :

Effet isostatique : à gauche de l'élément, les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :
- un effort tranchant positif.
- une composante verticale de la précontrainte P sin (α) qui vient se retrancher à l'effort tranchant

Effet hyperstatique : à cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du au moment hyperstatique de précontrainte : $V = \frac{dM}{dX}$

NB : On ne le tient pas en compte, 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.

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

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

V.4.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} \leq \min(\tau_1, \tau_2)$$

Tel que :

$\tau_{max} = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$

$\tau_1^2 = 0.4 \times f_{t28} \times (f_{t28} + \sigma_x)$

$\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{t28}}{f_{c28}} \times (0.6 \times f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

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

ρ : le rendement de la section ;

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme moins le demi diamètres des gaines qui traversent cette âme sur une même horizontale

- Application Numérique :

$V_{ser} = 9.22$ MN ;

$\alpha_{moy} = 0.42$;

$P_0 = 61.69$ MN ;

$V_{red} = 15.93$ MN ; $\rho = 0.63$;

$f_{c28} = 40$ MPA ; $f_{t28} = 3$ MPA ;

$b_n = 0.7$ m ; Z = 2.61 m ;

$\tau_{max} = 8.73$ MPA

$\sigma_x = 6.55$ MPA

$\tau_1^2 = 6.87$MPA

$\tau_2^2 = 25$ MPA

Les contraintes de cisaillement ne sont pas vérifiées au voisinage de la section étudiée

- **NB :** les contraintes ne sont pas vérifiées à cause de la faible épaisseur des âmes on de redimensionner la section transversale du voussoir en augmentant cette dernière

V.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

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

La section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}) \times \tan(\beta_u)$$

Avec :

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;

γ_s =1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre

Les armatures traversant une surface de reprise de bétonnage, il est imposé de prendre βu = 45°.

- Application Numérique :

$V_u = 12.455$ MN , $\tau_u = 6.96$MPA

$f_e = 500$ MPa

$\frac{A_t}{S_t} \geq 95.82$ cm²/m

$\gamma_s = 1.15$; $\beta u = 45°$.

- Le pourcentage minimum à disposer :

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\ \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \geq 9{,}66\ cm^2/m$$

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67\ MPA$$ Ce qui est vérifié

V.5 Etude transversale :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section st la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Selon le guide **SETRA** dans un ouvrage de hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, Donc on va s'intéresser à l'étude du voussoir courant.

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

V.5.1 Modélisation :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

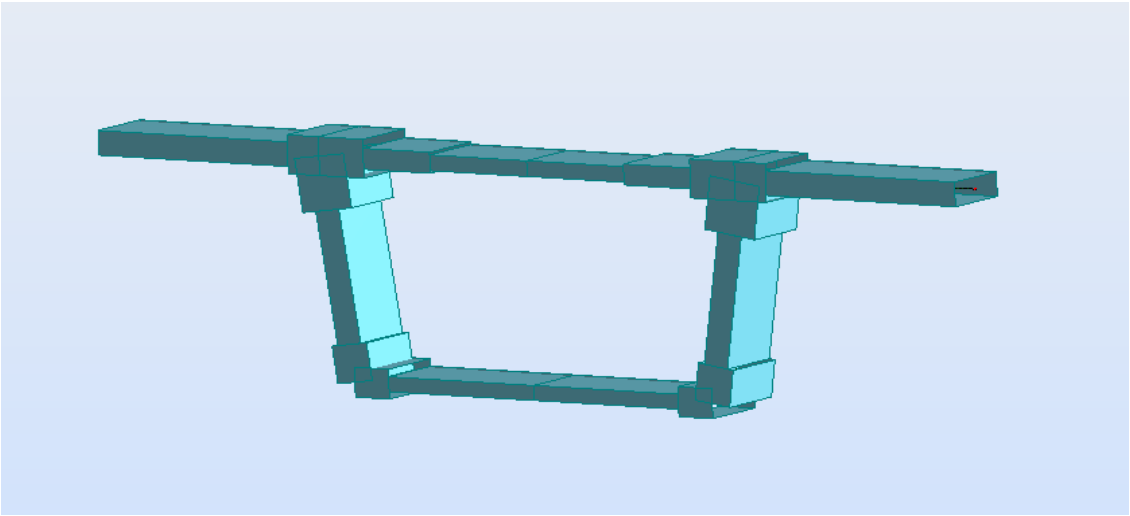


Figure.V.24 Modélisation de la section transversale

Les charges à considérer sont celles définit précédemment dans le CHAPITRE IV.
Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « Fascicule N°61Titre 2 : Programme de charges et épreuves des ponts-routiers RCPR »

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons :

Tableau V.15 Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Br	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	1,35	1.6	0	0	0	0	0	1.6
	COMB 2	1,35	0	1.6	0	0	0	0	1.6
	COMB 3	1,35	0	0	1.6	0	0	0	1.6
	COMB 4	1,35	0	0	0	1.6	0	0	1.6
	COMB 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0
	COMB 6	1.35	0	0	0	0	0	1.35	0
ELS	COMB 1	1	1 .2	0	0	0	0	0	1.2
	COMB 2	1	0	1.2	0	0	0	0	1.2
	COMB 3	1	0	0	1.2	0	0	0	1.2
	COMB 4	1	0	0	0	1.2	0	0	1.2
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0	0
	COMB 6	1	0	0	0	0	0	1	0

V.5.2 Résultats :

Les efforts maximums sont obtenus sous le convoi Bt.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.16 Moments extrêmes dans le voussoir courant

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N (KN)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	144.92	108.63	-615.33	-462.19	/	/
Hourdis inférieur	268.69	200.82	-240.66	-180.39	/	/
Âme	287.12	215.76	-258.28	-213.53	102.13	76.21

V.5.3 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.

On a utilisé Expert BA 2010 pour le ferraillage des différents éléments du voussoir.

V.5.3.1 Exemple de calcul pour l'hourdis supérieur :

- **Calcul de la section d'acier :**

Dans l'onglet on introduit les efforts, on donne les dimensions de la section et l'enrobage des aciers et on lance le calcul

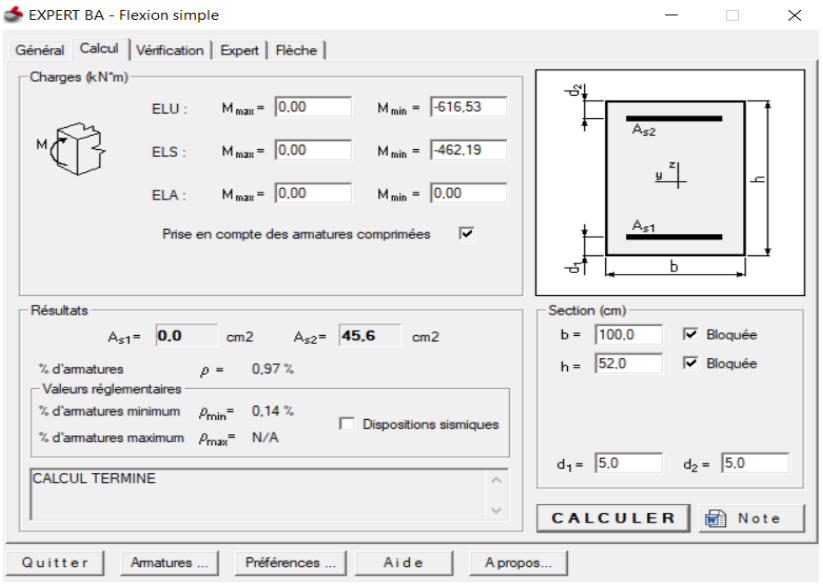


Figure.V.25 Calcul de la section d'acier avec expert 2010

- **Vérification des contraintes :**

Dans l'onglet vérification on introduit la section d'acier retenue et on lance le calcul, après on passe à l'onglet suivant (expert) pour calculer les contraintes engendrées dans le béton et dans l'acier et on vérifie si elles sont inférieures aux contraintes limites

Le résultat des calculs sera enregistré dans un fichier Word « note de calcul »

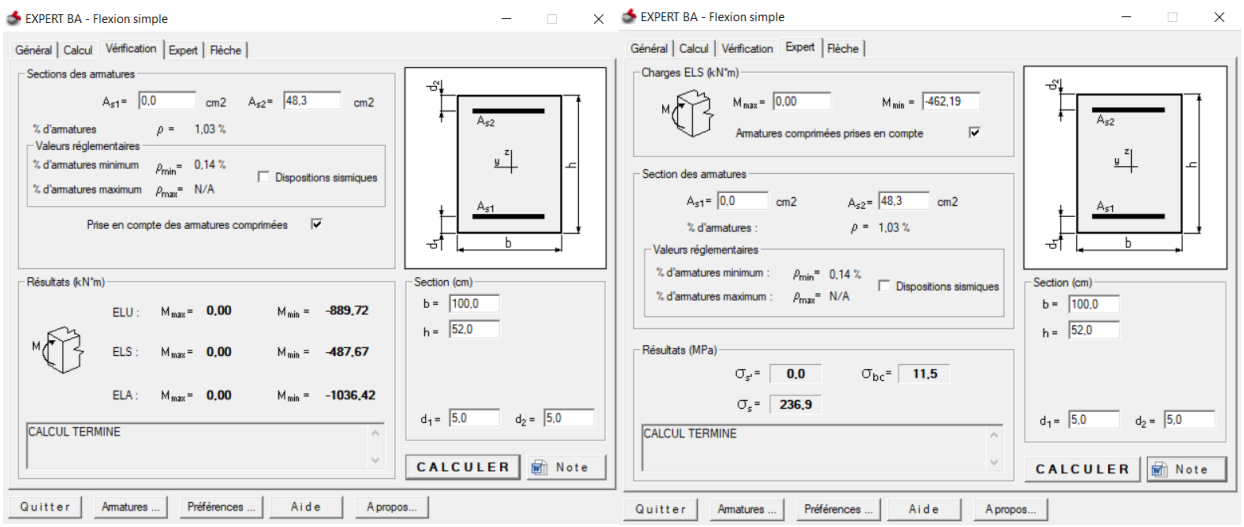


Figure.V.26 Vérification des contraintes

- **Interprétation des résultats :**

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 48,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,4 (cm2)
théorique ρ = 1,03 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

4. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	0,00	-462,19

5. Résultats:

Cas ELS	**M_{max} = 0,00 (kN*m)**	**M_{min} = -462,19 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	1,06	
Position de l'axe neutre:	y = 33,8	(cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 11,5	(MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 236,9	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0	(MPa)

Figure.V.27 Note de calcul

- $A_{s2} = 48.3\ cm^2 > A_{s\,min} = 6.4\ cm^2$ verifié
- La contrainte de béton $\sigma_b = 11.5\ MPa < \sigma_{b\,lim} = 24\ MPa$ verifié
- La contrainte de l'acier tendu $\sigma_s = 239.6 < \sigma_{s\,lim} = 250\ MPa$ verifié

V.5.3.2 Ferraillage de l'hourdis supérieur :

- **La nappe supérieure :**

  Au voisinage des âmes : $\mathbf{A_{s2} = 45.6\ cm^2}$

  Dans la zone intermédiaire du caisson : $\mathbf{A_{s2} = 18.5\ cm^2}$

  Donc on propose une nappe de **6HA20** sur toute la largeur plus un renforcement avec un chapeau de **6 HA25** au niveau de chaque tète d'âme.

- **La nappe inferieure :** $\mathbf{A_{s1} = 32.9\ cm^2}$

  On choisit $\mathbf{A_{s1} = 39.27\ cm^2 \rightarrow}$ **8HA25**

  ❖ Vérification des contraintes : (dans la zone intermédiaire)

$\sigma_b = 10{,}7\ \text{MPa} < \sigma_{b\,lim} = 24\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s = 246.6\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s' = 32.9\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

V.5.3.3 Ferraillage de l'hourdis inferieur :

- **La nappe supérieure :** $\mathbf{A_{s2} = 26.9\ cm^2}$

On prend $\mathbf{A_{s2} = 29.45\ cm^2}$ soit **6HA25**

- **La nappe inferieure :** $\mathbf{A_{s1} = 26.2\ cm^2}$

Même chose on opte pour **6HA25**

❖ **Vérification des contraintes :**

$\sigma_b = 13.9\ \text{MPa} < \sigma_{b\,lim} = 24\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s = 230.6\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s' = 64.4\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

V.5.3.4 Ferraillage de l'âme :

- **La face extérieure :** $\mathbf{A_{s1} = 32\ cm^2}$

On choisit $\mathbf{A_{s1} = 34.6\ cm^2 \rightarrow}$ **7HA25**

- **La face intérieure :** $\mathbf{A_{s2} = 31.5\ cm^2}$

La même chose on opte pour **7HA25**

❖ Vérification des contraintes :

$\sigma_b = 9.9\ \text{MPa} < \sigma_{b\,lim} = 24\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s = 231.1\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

$\sigma_s' = 85.2\ \text{MPa} < \sigma_{s\,lim} = 250\ \text{MPa}$ verifié

V.5.3.1Ferraillage longitudinale :

Les armatures longitudinales sont des armatures constructives par ce que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage, donc les sections d'aciers sont des sections minimales construction.

Tableau V.17 Ferraillage passif des voussoirs

		Longitudinal			Transversal
		Section d'acier (cm^2)	**Barres**	**Espacement (cm)**	**Barres**
Hourdis supérieur	Nappe sup	39.5	26HA14	50	6 HA25 + 6 HA20
	Nappe inf	32.5	17HA16	60	8HA25
Hourdis inférieur	Nappe sup	16.9	11HA14	50	6HA25
	Nappe inf	12.9	9HA14	53	6HA25
Âme	Face ext	10.9	8HA14	30	7HA25
	Face int	8.5	6HA14	35	7HA25

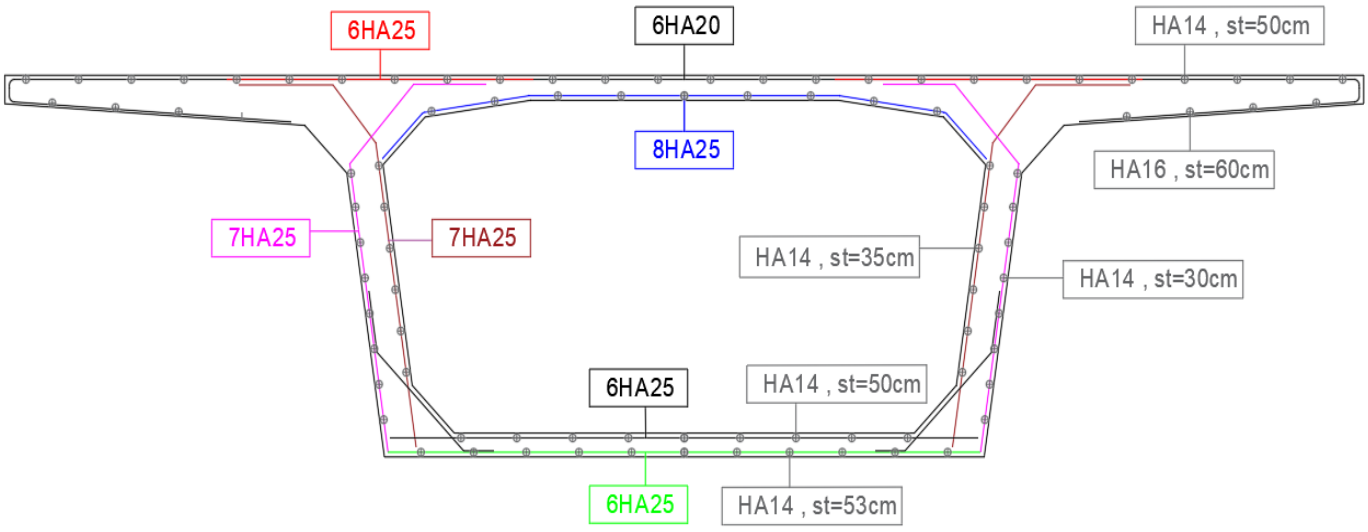


Figure.V.28 Schéma du ferraillage passif du voussoir courant pour 1ml.

V.6 Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage :

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

Il y a donc lieu de procéder, dans cette zone :
- à des vérifications permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d´apparition des fissures.
- à la détermination d´armatures passives destinées à limiter l´ouverture des fissures éventuelles.

Selon BPEL On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne, normal a l'about (paroi d'ancrage) ;
- Câble excentré rectiligne, normal a l'about ;
- Câble multiple rectiligne, normaux à l'about ;
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

On suppose que :

- La longueur de régularisation l_r est égale à h (hauteur du voussoir) ;
- La définition des prismes n'est pas modifiée par l'inclinaison des câbles ;

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

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :
pour le câble 1 (ancré dans le voussoir V1) :

Tension à l'état initial : σp0 =1440 MPa;

Tension après pertes instantanées : σp = 1319.04 MPa ;

V.6.1 Vérification réglementaire dans le cas général selon B.P.E.L :

V.6.1.1 Effet de surface :

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

$$A_s = 0.04 \times \frac{p_{max}}{\overline{\sigma}_s}$$

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max}=2.37MN;

$\overline{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$ =333.33 MPa.

Donc $A_s = 2.85\ cm^2$

V.6.1.2 Effet d'éclatement :

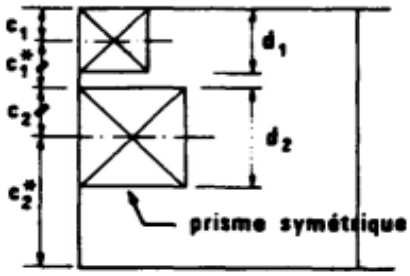


Figure.V.29 Illustration des prismes symétriques

- Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_t = 0.5 \times (1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{max}}{e \times d_j} \leq 1.25 \times f_{t28}$$

$\sigma_t = 2.04\ MPa \leq 3.75\ MPa$

d_j : hauteur de prisme symétrique de niveau j ;

$$d_j = 2 \times \min(c, c') = 2 \times \min(0.82, 0.25) = 0.5\text{m}$$

a_j: Dimension de la plaque d'ancrage de niveau j, a_j = 0.2m ;

e : épaisseur de l'âme =2×0.35 = 0.7m :

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_x = \frac{p_{max}}{e \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{c28}$$

$\sigma_x = 6.78\ MPa \leq 26.67\ MPa$

- Frettage d'éclatement :

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

$$A_{ej} = \frac{0.25 \times (1 - \frac{a_j}{d_j}) \times p_{max}}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = 7.12\ cm^2$$

k_j Vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \max\left(A_{ej}, 0.15 \times \frac{p_{max}}{\bar{\sigma}_s}\right) = \max(7.12\ cm^2, 10.04\ cm^2) = 10.04\ cm^2$$

V.6.1.3 Etude de bossage :

Nous avons vu que les câbles de continuités sont disposés dans les goussets inférieurs, et peuvent être relevés dans des dans de prisme spéciales dites « bossages » et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur.

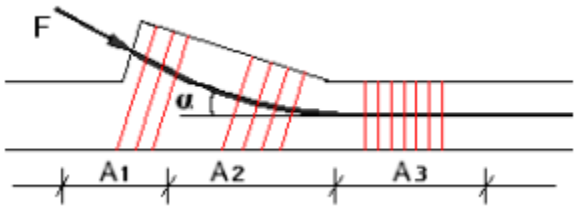


Figure.V.30 Aciers de bossage.

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

Pour reprendre ces efforts on met en place 3 séries d'armatures successives (armatures de couture) sur la longueur du bossage.

Pour le câble C1(fin de voussoir 1 de rive) :

- Les aciers A_1 au voisinage de l'ancrage :

Ils doivent reprendre un effort égal à 0,15 P, soit une section égale à :

$$A_1 = \frac{0.15\ P}{f_{yd}} = 8.22\ \text{cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{6HA14}$$

Ils doivent être disposés dans les deux directions sur toute l'épaisseur du bossage et de la pièce sur laquelle celui-ci est attaché ;

Ils sont disposés sur une longueur égale à 1,2 c

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage P=2.38 MN ; $f_{yd} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78$ MPa ;

- Les aciers A3 de poussée au vide due à la courbure du câble :

Ils doivent reprendre, suivant le plan de déviation du câble, la partie de l'effort Psinα non reprise par le béton comprimé, soit une section égale à :

$$A_3 = \frac{2\,P}{3f_{yd}}\sin(\alpha) = 7.84\ cm^2 \text{ Soit } \mathbf{5HA14}$$

Ils sont disposés sur toute la longueur de la zone de courbure du câble ;

- Les aciers A2 de couture du bossage :

Disposés entre les aciers A1 et A3, dans le cas où les bossages comportent une reprise de bétonnage, les aciers A2 doivent être capable d'équilibrer un effort égal 0,4 P :

$$A_2 = \frac{0.4\,P}{f_{yd}} = 21.94\ cm^2 \text{ Soit } \mathbf{7HA20}$$

V.7 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis premièrement de déterminer la précontrainte nécessaire pour supporter les efforts dues au poids propre de l'ouvrage et au charges et surcharges pour ses deux phases, en construction et en service, d'après les calculs effectués, on constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

Après on a passée vers l'étude transversale du tablier avec un modèle numérique de calcule à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, Ce qui nous a permis de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs des voussoir.

CHAPITRE VI
ETUDE DES EQUIPEMENTS

VI.1 Introduction :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Dans le présent chapitre on va étudier les équipements suivants : Appareils d'appui ; dés d'appui et joints de chaussée.

VI.2 Appareil d'appui :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis pour notre projet on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier
Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VI.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

TableauVI.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	3.57	18.07
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	5.77	20.86
1.35G + 1.35Mc120	4.75	20.49
1.35G + 1.35D240	**5.88**	**21.16**

Après avoir déterminé les réactions d'appui, la réaction maximale est :

- $\mathbf{R_{max}}$ = 21.16 MN Sur pile
- $\mathbf{R_{max}}$ = 7.05 MN pour chaque appareil sur piles (on a trois appareils d'appuis).
- $\mathbf{R_{max}}$ = 5.88 MN Sur la culée
- $\mathbf{R_{max}}$ = 1.96 MN pour chaque appareil.

VI.2.2 Dimensionnement d'appareil d'appuis :

Ils comportent n + 1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante.
Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres.
La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure si dessous dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliques ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

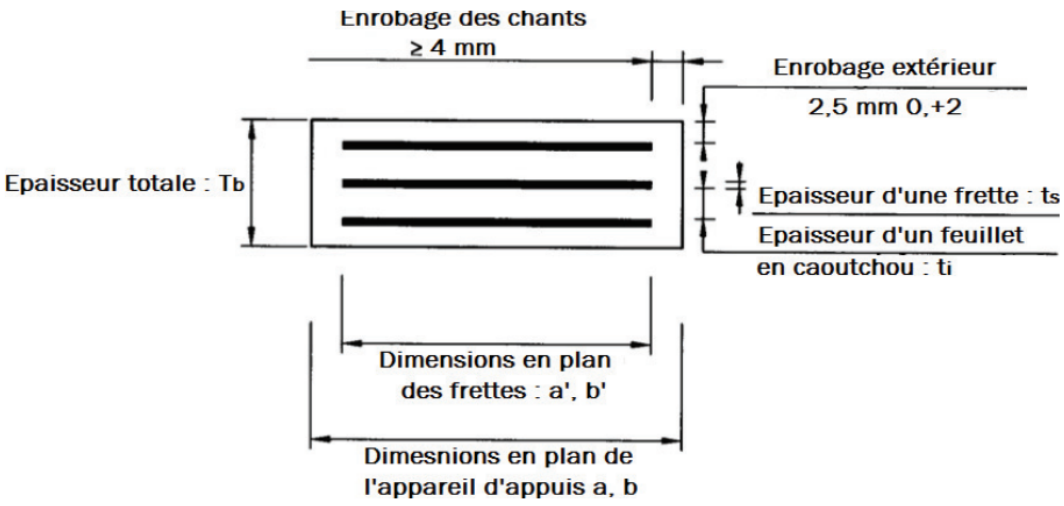


Figure VI.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui

VI.2.3.1 Prédimenssionnement en plan :

$$\frac{F_z}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25\ MPa$$

VI.2.3.2 Prédimenssionnement de la hauteur de caoutchouc :

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

a : est le petit côté de l'élastomère.

VI.2.3.3 Prédimenssionement des frettes :

Pour des appareils d'appui sans alvéoles (non percés), dont les feuillets sont d'épaisseur constante ti, l'épaisseur minimale ts des frettes est définie par :

$$ts \geq \frac{2.6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y} \times \gamma_m \; et \; ts \geq 2 \text{ mm}$$

ti : épaisseur d'une feuille d'élastomère

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

f_y : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235)

Ar : la surface en plan effective ; Ar ≈ A' = 2 a' **x** b'

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

TableauVI.2 Les dimensions de l'appareil d'appui

	Pille	**Culée**
Rmax	21.16	5.88
F_z	7.05 MN	1.96 MN
a'×b'	≥ 2820 cm2 (a×b) = **(600×600) mm2**	≥ 784 cm2 (a×b)= **(300×500) mm2**
T	60 ≤ T ≤ 120	30 ≤ T ≤ 60
On prend	· 7 Feuilles d'élastomère: ti = 12 mm. · 2 Feuillet d'élastomère extérieures d'épaisseur: e = ti/2 = 6 mm. · 8 Frettes métalliques de : ts = 3 mm. · Enrobage des chants : 10 mm.	· 4 Feuilles d'élastomère : ti = 12 mm. · 2 Feuilles d'élastomère extérieure d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. · 5 Frettes métalliques de : ts = 3 mm. · Enrobage des chants : 10 mm
(a×b×T)	**(600×600×120) mm3**	**(300×500×75) mm3**

VI.2.3 Vérifications du dimensionnement :

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

VI.2.3.1 Résistance à la compression :

$$\sigma = \frac{F_z}{a \times b} = \frac{7.05}{0.6 \times 0.6} = 19.58 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 25 \text{ MPa.} \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

VI.2.3.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,

P_u **:** valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

Pc = 4GBS² d/h

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui (B = a x b),
d : somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère,
h : hauteur totale de l'appareil d'appui,
G : module de cisaillement,
S= $\frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$: facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet),

❖ **Application Numérique :**

S = 12.5; d = 0.015 m;
h = 0.12 m;
B = 0.36 m²;
Pc = 25.31 MN;
Pu = 7.05 MN;
$\gamma_s \times P_u = 21.15\ \text{MN} \leq P_c = 25.31$ verifié

VI.2.3.3 Limitation de la distorsion :

La distorsion $\delta = \frac{V_x}{h_c}$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Pour** p = Pu/Pc ≤ 0,25 **:** δ ≤ 0,7+ 4**(**δo - 0,7) (0,25 - p) = δc ;
- **Pour** p ≥ 0,25 **:** δ ≤ 1,4(1-2p) = δc ;

δo = c/hc, borné par **[**0,7 < **δ**o < 2**]**
c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,
hc : épaisseur totale d'élastomère.

V_x : déplacement horizontal maximum obtenu par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014:
$V_x = 6.6$ cm

❖ **Application Numérique :**

b = 0.6 m; h = 0.12 m;
Pc = 25.31 MN; Pu = 7.05 MN;
P = 0.278 ≥ 0.25
δ = 0.55
δc = 0.62

δ = 0.55 ≤ δc = 0.62 verifié → **Vérifiée.**

VI.2.3.4 Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, on vérifiera :

$$\mathbf{H < f N}$$

Avec :
• H est l'effort horizontal,
• **N** est l'effort de compression vertical,
• f est le coefficient de frottement : **f** = 0,10 + 0,60/σm
σm est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

❖ **Application Numérique :**

N = 4718.23 KN (sous combinaison sismique du chapitre suivant);
σm = 11.09 MPa; f = 0.15;
H = 849.5 KN;
H =849.5KN > f N = 707.73 KN **non vérifiée.**

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement.

VI.3 Des d′appuis :

Un bossage d'appui, ou dé d'appuis, est une partie saillante d'une pile sur laquelle s'appuie l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement, Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant du tablier vers la pile, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VI.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis,

- **Dés d'appuis au niveau de la pile :**

A = b + 200 → A = 600 + 200 → A= 800 mm ;
B = a + 200 → B = 600 + 200 → B = 800 mm ;.
h ≥ 2 B0 / P0 → h ≥ 0.4 m. On prend h= 0.5 m.

Avec :
B0 = A × B = 0.64 m² ;
P0=2 (A + B) = 3.2 m.

(A×B×h) = (800×800×500) mm3.

- **Dés d'appuis au niveau de la culée :**

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

(A×B×h) = (700×500×400) mm3.

- **NB :** les hauteurs des dés d'appuis sont variables pour assurer le dévers du tablier.

VI.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile :

Les sections d'armature sont calculées en se basant sur le guide SETRA pp73 (article 1.3.2) :

- **Armatures de chainage :**

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

$A_c = \frac{0.25 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 7.05}{500/1.15}$ = 40.53 cm² ……. On prend **22HA16**

- **Armatures horizontales :**

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

$A_{fs} = \frac{0.125 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 7.05}{500/1.15}$ = 20.27 cm² …….. On prend **12HA16**

- **Frette supérieure :**

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

$A_{fi} = \frac{0.04 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 7.05}{500/1.15}$ = 6.49cm² …….. On prend **10HA10**

- **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.

$A_c = \frac{0.10 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 7.05}{500/1.15}$ = 16.22 cm² …….. On prend **16HA12**

VI.4 Joints de chaussée :

VI.4.1 Dimensionnement :

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone non sismique.
Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement). (RPOA article 7.5.2).
On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

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

W : souffle total du joint,

$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait+fluage),

$\mathbf{W_T}$: souffle thermique,

$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.

- **Déplacement dû à la température :**

W_T = L x λ x ΔT = 72.5x 10^{-5} x 12 = 0.87 cm

L : la moitié de la longueur du pont (car il y'a deux joints).

ΔT : le gradient thermique à Boumerdes.

λ : Coefficient de dilatation.

- **Déplacement dû au retrait et fluage :**

$W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$ = 72.5× (2 × 10^{-4} + 3 × 10^{-4})

$W_D = 3.63\ cm$

ε_r: Coefficient de retrait.

ε_f: Coefficient de fluage.

- **Déplacement dû au séisme :**

Le déplacement longitudinal du tablier obtenu par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014:

$$W_S = V_x = 6.6 \text{ cm}$$

Donc **W= 6.18cm**

VI.4.2 Choix du type de joint :

Selon le catalogue « Joint de chaussée CIPEC » on opte pour la famille de joints de souffles moyens Wd, Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense, ces joints sont de la famille des joints à dents triangulaires en console, ces dents assurent une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint.

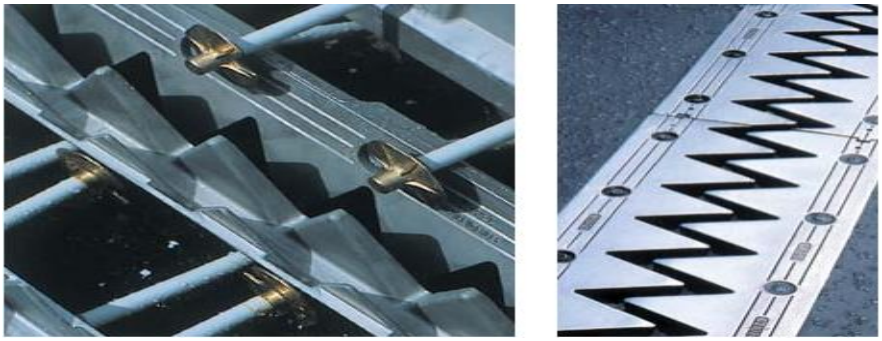


Figure VI.2 Joint de type Wd

En fonction du biais de l'ouvrage (100 gr dans notre ouvrage) on choisit le joint **Wd180**

VI.5 Conclusion :

Pour améliorer la sécurité et le confort des usages et assurer la protection des éléments de l'ouvrage certain dispositifs doit être prise avant la mise en service du pont, on appelle ces dispositifs '' équipements du pont''.

CHAPITRE VII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui supporte la totalité de la structure d'ouvrage et assure sa stabilité, donc l'étude de cette partie est très importante dans un projet.

Vu que notre ouvrage est situé dans une zone de forte sismicité, on doit dimensionner ces éléments pour résister aux séismes probables, Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. A cet effet une étude sismique est indispensable.

Dans le présent travail, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VII.2 Etude de la pile :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

D'une manière générale, un appui comporte deux parties bien distinctes :
Une superstructure ou fût : sur laquelle repose le tablier par 1'intermédiaire d'appareils d'appui ; elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une, série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre ; Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges du tablier aux fondations.
Une fondation : constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison ; elle transmet la descente des charges au sol.

VII.2.1 Choix de type de pile :

La conception des piles est conditionnée par plusieurs paramètres, comme :

- Mode de construction du tablier.
- Type d'obstacle (cour d'eau, terrestre…)
- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le mode de liaison avec le tablier.
- Site urbain ou rural.

Nous avons opté pour la solution d'une pile voile, Elles sont plus nombreuses, parce qu'elles présentent moins de problèmes à la réalisation aussi la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée.

❖ **Dimensions :**

L'épaisseur : Le premier paramètre à fixer est l'épaisseur selon le document « Piles et pallées PP73 » l'épaisseur peut être évaluée comme suit :

$$E = \max\left(0.5\ m\ ;\ \frac{4\times H+L}{100} + 0.1\right) = 1.15\ m \quad \text{on prend } E = 1.2\ m$$

H : hauteur de la pile, L : longueur de la travée centrale

Longueur : Elle est mesurée parallèlement à la ligne d'appui et égale à la largeur de l'hourdis inferieur du voussoir L=6m.

Hauteur : elle est donnée en fonction du profil en long ; Pour notre cas les deux piles sont identiques et ont une hauteur de 10 m

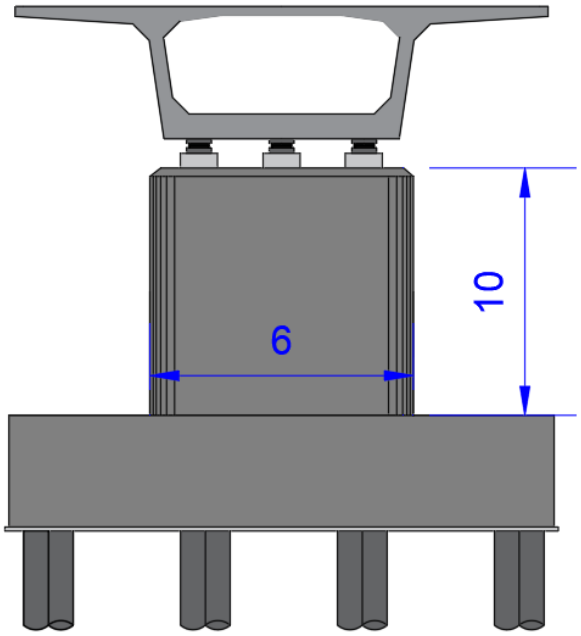


Figure VII.1 Dimensions de la pille.

- **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 70$

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

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

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile $l_f = 2 \times h$ pour le cas d'une pille simplement encastrée,

i : rayon de giration,

❖ **Application numérique :**

Ix = 0.864 m^4 ; Iy = 21.6 m^4 ; S = 7.2 m^2 ; h = 10 m ;

$$i_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}} = 1.73 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \lambda = 11.56 \leq 70 \text{ Vérifié}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}} = 0.346 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \lambda = 57.8 \leq 70 \text{ Vérifié}$$

VII.2.2 Evaluation des raideurs K :

On calcule les raideurs des déférents appuis comme suit :

$$\mathbf{K_{A-App} = \frac{G \times a \times b}{T}}, \mathbf{K_{pile} = \frac{3 \times E \times I}{12}}, \mathbf{K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-App}} + \frac{1}{K_{pile}}}}$$

Avec :

- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 1,2 MPa en cas sismique ;

Tableau VII.1 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

	G (Mpa)	t (m)	a (m)	b (m)	E (Mpa)	I (m^4)	H (m)	Ka_app	Kpile/culée	Kappuis
C1	1,2	0,075	0,3	0,5	33000	-	-	2,4	-	7,2
P1	1,2	0,12	0,6	0,6	33000	0,864	10	3,6	85,536	9,589238
P2	1,2	0,12	0,6	0,6	33000	0,864	10	3,6	85,536	9,589238
C2	1,2	0,075	0,3	0,5	33000	-	-	2,4	-	7,2

Tableau VII.2 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

	G (Mpa)	t (m)	a (m)	b (m)	E (Mpa)	I (m^4)	H (m)	Ka_app	Kpile/culée	Kappuis
C1	1,2	0,075	0,3	0,5	33000	-	-	2,4	-	7,2
P1	1,2	0,12	0,6	0,6	33000	21,6	10	3,6	2138,4	10,74573
P2	1,2	0,12	0,6	0,6	33000	21,6	10	3,6	2138,4	10,74573
C2	1,2	0,075	0,3	0,5	33000	-	-	2,4	-	7,2

VII.2.3 Etude sismique :

VII.2.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

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

- Le présent pont est de groupe 2;
- L'ouvrage est classé en zone III;
- Le coefficient accélération de zone A= 0.3;
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme) ;

VII.2.3.2 Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire). L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

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

- **Critère n°1 : Masses modales**

La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), Cette condition est considérée comme vérifié si la masse de la pile (voile) est inférieur à 0.43 la masse du tablier : $M_T = G + \alpha Q$

Avec :

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains ;

Q : actions variables des charges d'exploitation ; Q = A(l) = 348.19 t.

G : le poids propre du tablier ; **G = 3180.3 t.**

$M_T = G + \alpha Q = 3180.3 + 0.2 \times 348.19 = 3249.94$ t.

$M_P = 2.5 \times V$

$M_P = 2.5 \times 6 \times 10 \times 1.2 = 180$ t.

$M_P < 0.43\ M_T$ ……. Vérifié.

- **Critère n°2 : Angle de biais**

Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. ⟶ Il n'y a aucune vérification vis-à-vis cette condition car l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 100 grades.

- **Critère n° 3 : Angle de courbure**

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure. ⟶ Il n'y a aucune vérification vis-à-vis cette condition car notre ouvrage ne présente pas une courbure.

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier X_M et le centre élastique des appuis X_R n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes $d_{app} = 4$ m pour l'étude du séisme transversal.

$$d_{G-A} = 16 \text{ cm} < 5\% \, d_{app} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$d_{G-A} = X_M - X_R$; $X_M = 0.16$ m ; $X_R = \frac{\sum X_i \sum K_i}{\sum K_i} = 0$; le repère est placé sur l'axe d'appui central.

d_{G-A} : la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis.

VII.2.3.3 Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

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

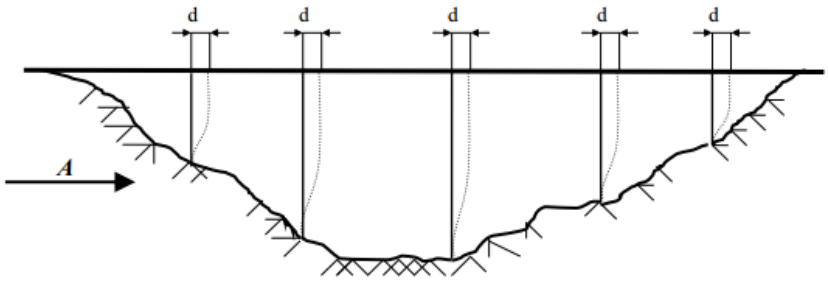


Figure VII.2 Séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \times Sa(T)$$

Où :

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier pour le cas d'un tablier sur appuis ;

Sa (T) est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

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

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

S : coefficient de site

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$$(T1, T2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1$$

A : Le coefficient accélération de zone A= 0.3

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$) : η =1

ξ : taux d'amortissement ξ = 5% pour le béton armé

T : La période fondamentale a pour expression : $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F = \frac{K_i}{K} \times F$$

- **Application Numérique :**

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{3249.94}{32131.34}} = 1.95 \text{ s}$$

$T_2 < T < 3.00$ s $\rightarrow$ $Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ $\rightarrow$ $Sa = 1.66$ m/s²

$$F = M \times Sa(T) = 3249.94 \times 1.62 = 5385{,}1 \text{ KN}$$

Tableau VII.3 Distribution des forces longitudinales sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	C2
Kappuis	7.2	9.59	9.59	7.2
Fi (KN)	1154.68	1537.85	1537.85	1154.68

VII.2.3.4 Evaluation de l'effort sismique transversal :

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

• Le modèle à tablier rigide ;
• Le modèle à tablier flexible.

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \leq 5$

$\frac{L}{B} = \frac{145}{12.9} = 11.24 \geq 5 \rightarrow$ L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Le calcul des déplacements transversaux doit être établi à l'aide d'un outil informatique de calcul, en utilisant un modèle validé et recommandé par l'R.P.O.A pour l'application de la méthode modale spectrale, mais puisque le temps de notre recherche est limité on va faire une modélisation par **ROBOT STRUCTRUAL ANALYSIS 2014.**

VII.2.3.5 Evaluation de l'effort sismique vertical :

Même chose que l'effort transversal on fera une modélisation numérique par la suite.

VII.2.3.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z$$
$$E = E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z$$
$$E = E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y$$

Où :
Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions X, Y et Z

VII.2.3.7 Combinaison des efforts :

Apres l'analyse des différentes combinaisons, les cas les plus défavorables sont mentionnés dans le tableau si dessous :

Tableau VII.4 Combinaison des efforts

Cas	Combinaison	N KN/ml	Mxx (KN.m/ml)	Myy (KN.m/ml)
ELU	1,35G + 1,6Bc + 1.6St	7896.3	846.33	172.87
ELS	G + 1,2Bc + 1.2 St	5917.93	645.73	130.94
ELA	G + E + 0,2A(l)	3912.24	10178.6	2015.57

- **NB :** pour les cas de charge A(l) et Bc les efforts horizontaux de freinage sont pris en considération.

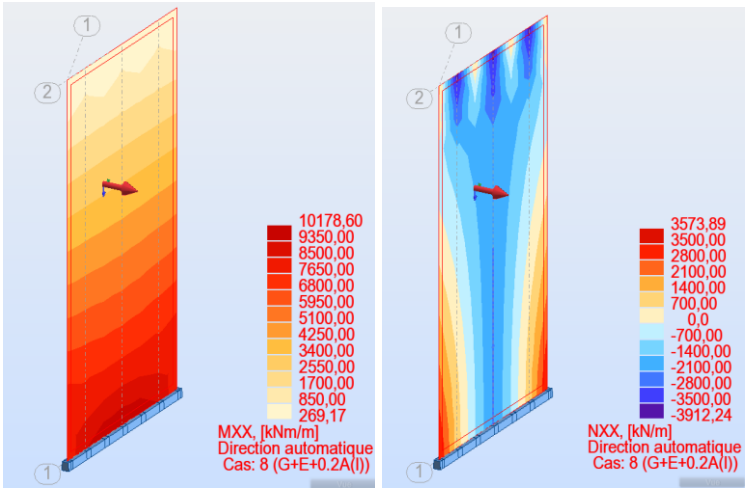


Figure VII.3 Les efforts max a l'ELA

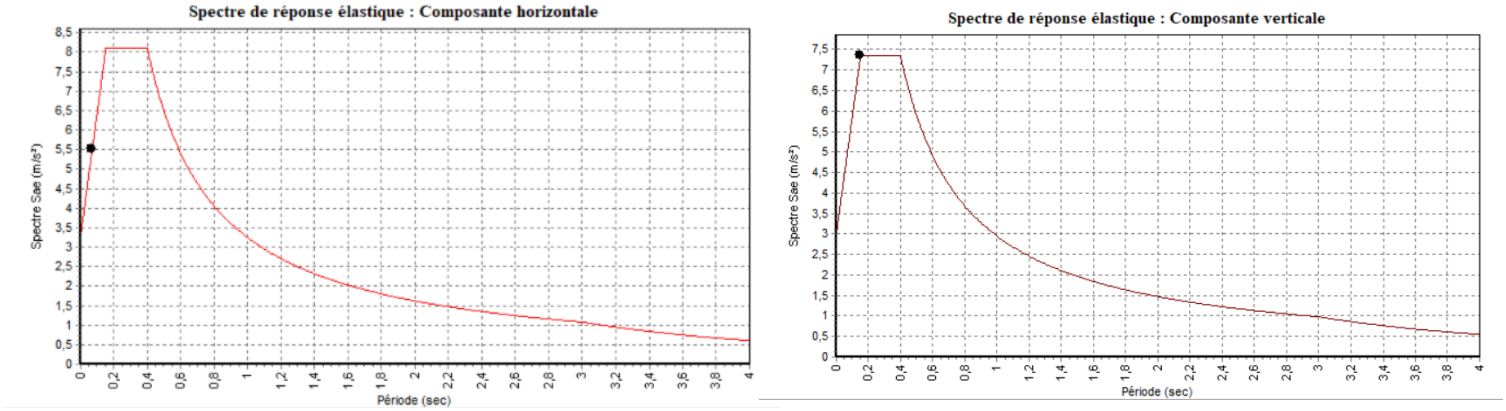


Figure VII.4 Les spectres de réponse élastique horizontale et verticale

VII.2.3.8 Le ferraillage de la pile :

On a utilisé le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul des sections d'armatures :

VII.2.3.9.1 Armatures longitudinales :

Le type de la sollicitation est la flexion composée

Tableau VII.5 Efforts à prendre en compte pour ferraillage longitudinal

Cas	Combinaison	N KN/ml	Mxx (KN.m/ml)
ELU	1,35G + 1,6Bc + 1.6St	7896.3	846.33
ELS	G + 1,2Bc + 1.2 St	5917.93	645.73
ELA	G + E + 0,2A(l)	3912.24	10178.6

As= 150.2cm², on prend **20HA32/ml,** en double nappe avec un espacement st=10 cm.

Selon BAEL dans les zones de forte sismicité la longueur de recouvrement vaut $50\ \phi$ (1.6m) tel que ϕ désigne le diamètre des barres choisis.

Cette section d'acier **As= 150.2cm²** est nécessaire à la base de la pile et vu que le moment se réduit en éloignant de cette zone, donc on assure ce ferraillage dans la partie inférieure de la pile (sur toute la longueur de recouvrement avec les barres d'attentes de la semelle) par une double nappe de **10HA32/ml**, et on garde une seule nappe de **10HA32/ml** avec un espacement st=10 cm au-delà de cette partie.

- **Vérification des contraintes :**

Selon le BAEL on fait les vérifications à l'ELS fait en utilisant la section d'armature **As= 160.8cm²** correspondante à **20HA32 :**

Contrainte du béton comprimée : σ_{bc} = 4.9 (MPa)

Contrainte limite du béton comprimée : 0,6 $f_{c28} = 0.6 \times 27$ = 16.2 (MPa)

$\sigma_{bc} < 16.2$ MPA……. **Vérifiée**

Contrainte de l'acier tendu : σ_s = 71.1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

$\sigma_s < \sigma_{s\,lim}$……. **Vérifiée**

VII.2.3.9.2 Armatures transversales :

Le type de la sollicitation est la flexion simple.

Tableau VII.6 Efforts à prendre en compte pour ferraillage transversal

Cas	Combinaison	Myy (KN.m/ml)
ELU	1,35G + 1,6Bc + 1.6St	172.87
ELS	G + 1,2Bc + 1.2 St	130.94
ELA	G + E + 0,2A(l)	2015.57

As= 36.5 cm² on prend **12HA20/ml** avec un espacement st= 10 cm.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vu=1534.37 KN (effort horizontal a l'ELU)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times 0.9h} = \frac{2.107}{1 \times 0.9 \times 1.2} = 1.42 \text{ MPA}$$

$\tau_{max} =$ min {0.15 fcj / γb; 4 Mpa} = 3.52 MPA

Avec $\gamma_b = 1.15$ a l'ELA

$$\tau_u < \tau_{max} \ldots\ldots\ldots \textbf{ Vérifiée}$$

- **Etat limite ultime des armatures transversales :**

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures transversales s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k)}{0.9 \text{ fe } (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

A_t : section d'armature transversale

$\gamma_s = 1$ (ELA) , $\alpha = 90°$

k = $1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en compression. , k = $1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en traction.

σ_{cm}, σ_{tm} : désignant la contrainte moyenne de compression/traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul,

Application numérique :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 31{,}41 \times 10^{-3} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k)}{0.9 \text{ fe } (\cos\alpha + \sin\alpha)} = 0.594 \times 10^{-3} \ldots\ldots \textbf{ Vérifiée}$$

VII.3 Etude de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. On distingue trois types :
- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).

- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).

- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

VII.3.1 Choix de la morphologie :

Culée remblayée : assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètre. Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.
Culée enterrée : sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.
Culée creuse : On appelle couramment culée creuse une culée comportant un mur de front, des murs en retour et un platelage supérieur, formant une boîte renversée.

Dans le cas de notre ouvrage vu aux données naturelles du site, on a opté pour une culée remblayée.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

Mur garde grève : a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage

Mur frontal : Voile en béton armé Sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage

Corbeau : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

Murs en retour : Pour retenir latéralement les terres en tête des culées enterré

La dalle de transition : elle limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (tablier du pont).

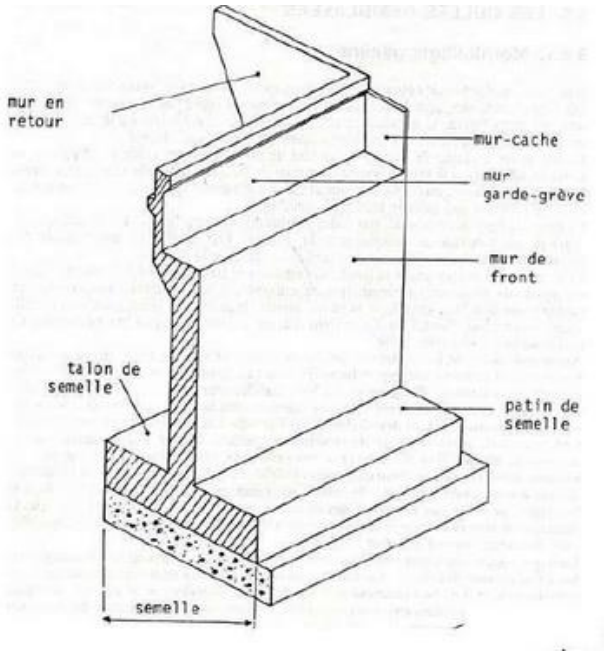


Figure VII.5 Eléments constituants la culée remblayée

VII.3.2 Prédimensionnement de la culée :

Le prédimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

VII.3.2.1 Mur de garde grève :

Mur surmontant la culée d'un pont et destiné à protéger l'about du tablier. Il supporte le joint de chaussée, éventuellement la dalle de transition par l'intermédiaire d'un corbeau.

- **La hauteur du mur garde grève « h » :**

Sa hauteur est directement liée à celle du tablier :

h = h (voussoir sur culée) +h (appareil d'appui) + h (dé d'appui).

h = 3.2 + 0.075 + 0.4 = 3.68 m

- **L'épaisseur du mur :**

Son épaisseur est fonction des efforts qu'il doit supporter a titre de pré dimensionnement si on appelle **h** sa hauteur, son épaisseur e (exprimée en m) peut être prise égale à:

e = Max (0.30 m, h/8) = Max (0.30 m ; 0.46m) …. On prend e = 0.5 m.

- **La longueur du mur garde grève :** elle est égale a la largeur de tablier

L = 12.9 m

VII.3.2.2 Mur frontal :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur.

- La hauteur de mur frontale : h = h (culée) – h (mur garde grève) = 6.5 - 3.68 = 2.82 m.

La hauteur de la culée est prise égale 6.5 m (la profondeur du bon sol).

- L'épaisseur de mur : On prend l'épaisseur e = 2 m.
- La longueur de mur frontale : L = la largeur de tablier, donc L = 12.9 m.

VII.3.2.3 Les murs en retour :

- La hauteur des murs en retour : h = est celle de la culée h = 6.5 m.
- L'épaisseur compris entre 30 cm et 45 cm. On fixe e = 40 cm.
- La longueur supérieure du mur en retour L varie entre 6 et 8 m. On prend : L =6 m.

VII.3.2.4 Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde-grève ; sa longueur varie de **3** à **6 m** selon la hauteur du remblai, on peut dimensionner cette longueur par la formule :

L = Min [6 m, Max (3 m, 0.6H)] = Min [6 m, Max (3 m, 3.9m)] = 3.9 m on prend **L= 4m**

H étant la hauteur du remblai. Elle est directement coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur courante de de **30cm.**

VII.3.2.5 Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 60 cm, une petite base de 40 cm et une hauteur de 40 cm.

VII.3.2.6 La semelle :

- L'épaisseur de la semelle : 2 m
- La largeur de la semelle : 6m
- La longueur de la semelle : 13.2 m

VII.3.2.7 Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. On le prend 50cm.

Le dé d'appui ne doit pas être implanté trous près du bord extérieur du sommier, d ≥20 cm, on prend d = 30 cm

Tableau VII.7 Les dimensions des éléments de la culée.

Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle	Corbeau
Longueur : 12.9m Epaisseur : 2 m Hauteur : 2.82 m	Longueur : 12.9 m Epaisseur : 0.5 m Hauteur : 3.68 m	Surface : 23 m² Epaisseur : 0.4m	Longueur : 4 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 12m	Longueur : 6 m Epaisseur : 2 m Largeur : 13.2 m	Surface : 0.24 m² Longueur : 12 m

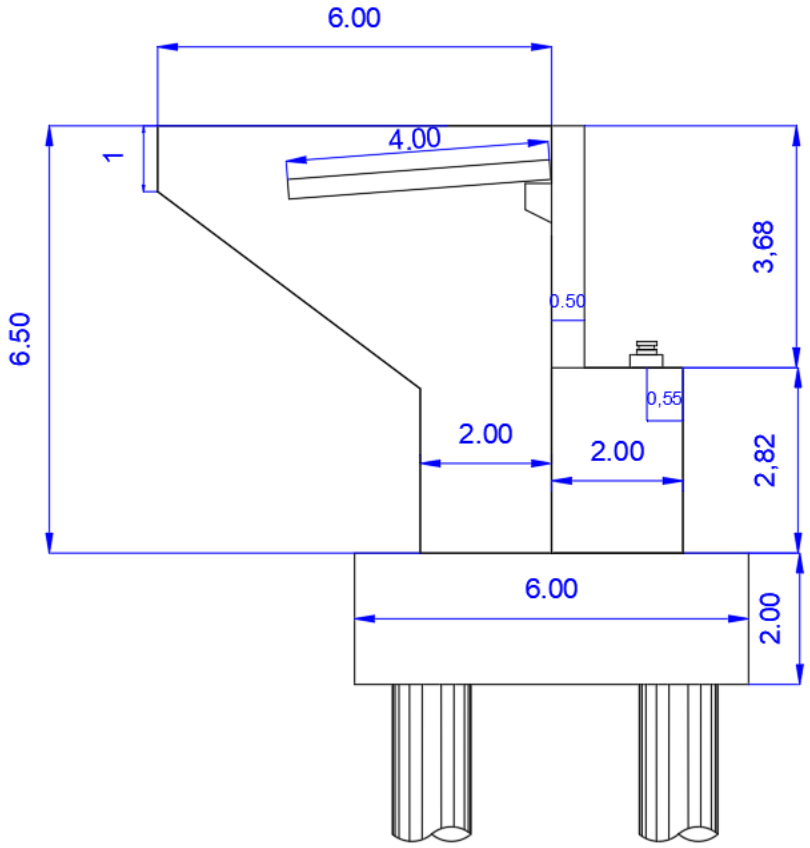


Figure VII.6 Détail de la culée.

VII.3.3 Vérification de la stabilité de la culé :

La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

- **Verticalement :**

• Poids du tablier ;

• Poids des éléments constitutifs ;

• Les surcharges ;

➢ **Horizontalement :**

• Forces de freinage ;

• Poussées des terres ;

• La surcharge Q = 1t/m² ;

• effet de séisme sur les efforts verticaux

L'étude de la culée consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble à vide et en service, en tenant compte des différents cas de chargement, aussi bien dans des conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

VII.3.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée :

VII.3.4.1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée :

- **Poids propre :**

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule :

$$P = \gamma_b \times V$$

Avec :

γ_b : le poids volumique de béton pris égale à **25 KN/m³**

V : le volume de chaque élément

- **Poids des terres :**

De même manière se calcul le poids des terres sur la dalle de transition et la semelle

NB : l'effet du séisme sur le poids est pris en compte dans le paragraphe suivant.

VII.3.4.2 Poussée des surcharges et du remblai :

- **Calcul du coefficient de poussée :**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

k_h = A = 0.3 : coefficient d'accélération de zone, $k_v = 0{,}3\ k_h$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2}$$

$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$;

$\varphi = 30$: l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0°$;

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0°$;

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0°$

L'effort sismique horizontal : $H = k_h.G$

L'effort sismique vertical : $V = (1 \pm k_v).\ G$ (G : le poids propre).

Les coefficients de poussées pour les différents cas sismiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 Les coefficients de poussées pour les différents cas sismiques

Action du séisme	Notation	kh	kv	θ °	K ad
Condition statique	Cas 1	0	0	0	0,333
Horizontal + Vertical	Cas 2	0.3	0.09	15.39	0.54
Horizontal	Cas 3	0.3	0	16.7	0.57
Horizontal - Vertical	Cas 4	0.3	- 0.09	18.25	0.6

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :

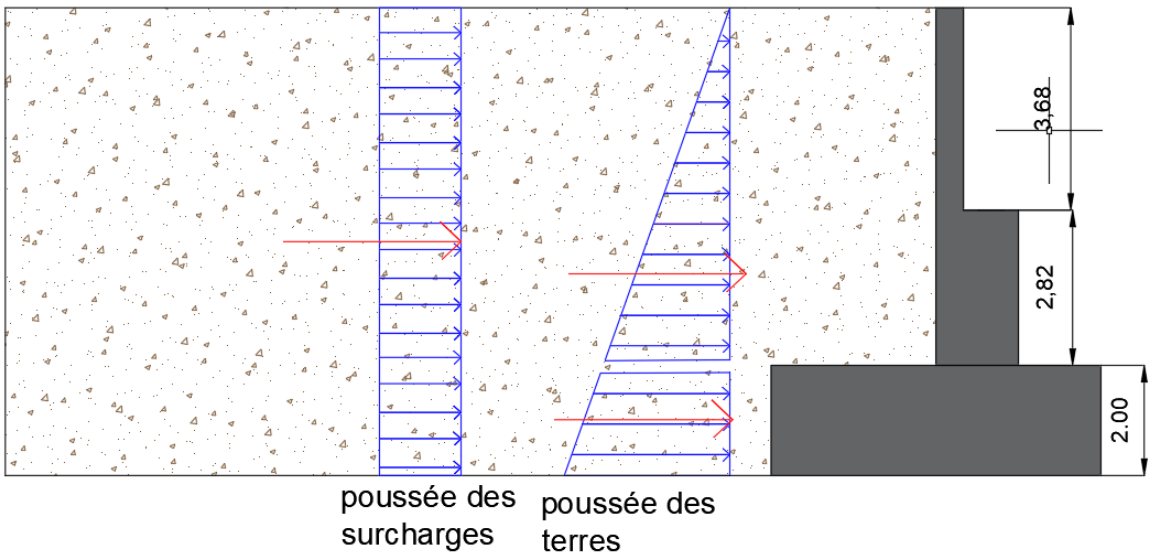


Figure VII.7 Poussée des terres et surcharges

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de langueur L, est :

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_a(1 \pm k_v).\times \gamma \times H^2 \times L \text{ (Triangulaire)}$$

La poussée due aux surcharges q = 10 KN/m².

$$F_p = K_a(1 \pm k_v).\times q \times H \times L \text{ (Rectangulaire)}$$

γ : poids volumique du sol pris égale à **20 KN/m³.**

K_a : coefficient de poussée des terres.

VII.3.4.3 Les sollicitations dues au poids propre du tablier et surcharges :

Les efforts dus au poids propre du tablier et surcharges du trafic sont extraits du modèle numérique du pont modélisé précédemment.

Les résultats sont donnés dans **les tableaux annexe**

VII.3.5 Vérification de la stabilité :

- **Vérification de non Renversement :**

On vérifie que le rapport :

$F_R = \frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$ ……. Dans les conditions normales,

$F_R = \frac{M_s}{M_R} \geq 1$ ……. Dans les conditions sismiques,

M_s : désigne le moment stabilisant dû aux charges verticales
M_r : désigne le moment renversant dû aux charges horizontales.

- **Vérification de non Glissement :**

On vérifie que le rapport :

$F_G = \frac{V}{H} \geq 1.5$ ……. Dans les conditions normales ;

$F_G = \frac{V}{H} \geq 1$ ……. Dans les conditions sismiques ;

$V = \Sigma F_v \tan(\varphi)$; $H = \Sigma F_H$;

φ : l'angle de frottement interne entre la base de la fondation et le sol

❖ **NB :**

- Le calcul des moments a été fait par rapport au point situé à l'extrémité de la base de la semelle.
- Pour les surcharges du trafic on a pris le cas le plus défavorable.
- Les calculs sont faits sans tenant compte de la butée sur la semelle qui a un effet stabilisateur donc on est dans le côté sécurité.

Tableau VII.9 Vérification de la stabilité à vide

Cas sismique	H(KN)	V=(KN)	∑Mr(KN.m)	∑Ms(KN.m)	F_G	F_R
statique	3324,42	14666,40	9669,83	47443,09	2,55	4,91
horizontal + Vertical	10124,19	15986,38	34229,32	51712,96	0,91	1,51
horizontal	10142,10	14666,40	33881,88	47443,09	0,83	1,40
horizontal -Vertical	10128,42	13346,42	33398,16	43173,21	0,76	1,29

Tableau VII.10 Vérification de la stabilité en service

Cas sismique	H(KN)	V=(KN)	∑Mr(KN.m)	∑Ms(KN.m)	F_G	F_R
statique	3609,42	16043,40	11072,03	49591,21	2,56	4,48
horizontal+Vertical	10822,29	17487,31	37663,97	54054,41	0,93	1,44
horizontal	10840,20	16043,40	37316,53	49591,21	0,85	1,33
horizontal -Vertical	10826,52	14599,49	36832,81	45128,00	0,78	1,23

- La stabilité de la culée vis-à-vis du renversement est assurée par contré le glissement ne vérifie pas mais cette vérification n'est pas nécessaire car on a des fondations profondes donc les pieux vont assurer la stabilité.

VII.3.6 Ferraillage de la culée :

VII.3.6.1 Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis aux poussées des terres, la force de freinage et la Poussée d'une charge locale située en arrière du mur.
Le mur garde grève est supposé encastré a la base dans les calculs de béton armé.

- **Evaluation des efforts ;**

  - Moment des poussées des terres :

Le moment à l'encastrement est :$M_p = P \times \frac{h}{3}$ et $P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

H : hauteur des remblais, H = 3.68 m ;

L : longueur des remblais, L = 1m

K_a : coefficient de poussée des terres, K_a = 0.33 ;

M_p = 54.82 KN.m/ml

- **Moment due à la force de freinage Bc :**

L'effet d'une seule roue de **6*t*** est considéré, et le moment de freinage crée par cette force est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times p \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'ELU et μ = 1.2 à l'ELS ;
P = 60 KN ;

$M_{fu} = 92.85$ KN.m/ml

$M_{fs} = 69.63$ KN.m/ml

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6 *t* de deux camions Bc accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contacte de la face arrière du mur garde grève.
Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t sur un rectangle d'impact (0.25, 0.75)m2, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

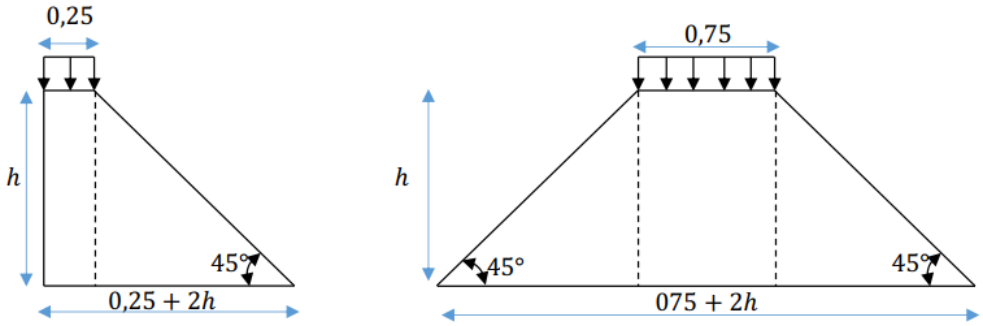


Figure VII.8 Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+h} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec
γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS;
bc = 0.95 : coefficient de pondération du système Bc;
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai δ = 1;
h : hauteur de mur garde grève.

$M_{pu} = 55.07$ KN.m/ml.

$M_{ps} = 41.31$ KN.m/ml.

❖ **Combinaison d'action :**

ELU : 1.35 G+1.6 Q = 221.93 KN.m/ml.

ELS : G + 1.2 Q = 165.76 KN.m/ml.

❖ **Ferraillage :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable, en utilisant Robot expert pour une section de (50 x 100) cm x cm on trouve la section d'aciers suivante :

As = 16.2 cm² soit On prend 6HA20/ml avec St=18cm ;

Armature de construction : A's = As/4 ; Soit : 6HA12/ml avec St= 18 cm ;

Armatures horizontales : des cadres de HA12 avec St= 15 cm ;

VII.3.6.2 Dalle de transition :

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface.
Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au-dessus de la dalle.

$$\frac{L}{h} = 13.3 \geq 10 \text{ et } \frac{L_x}{L_y} = 0.37 \leq 0.5$$

Donc la dalle est une plaque mince qui travaille dans un seul sens elle comporte comme une poutre simplement appuyée de langueur $L_x = 4$ m

❖ **Evaluation des efforts :**

- Remblais : $G_{remblais} = 20 \times 0.5 \times 1$, $G_{remblais} = 10$ KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : $G_{Dalle} = 25 \times 0.3 \times 1$, $G_{dalle} = 7.5$ KN/ml ;
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0.08 \times 1$, $G_{Revêtement} = 1.92$ KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : Q = 10 KN/ml.

❖ **Combinaison d'actions :**

Tableau VII.11 Combinaisons des efforts pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	**1.35G+1.6Q**	82.43	82.43
ELS	**G+1.2Q**	62.84	62.84

Avec : $M = \frac{q \times l^2}{8}$ et $V = \frac{q \times l}{2}$

❖ **Ferraillage :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable, on utilisant Robot expert pour une section de (30 x 100) cm x cm on trouve la section d'aciers suivante :

As = 11.2 cm² soit : 6HA16/ml avec St=18cm ;

Armature de construction : A's = As/4 ; Soit : 6HA10/ml avec St= 18 cm ;

Armatures horizontales : des cadres de HA12 avec St= 15 cm ;

VII.3.6.3 Corbeau :

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à sa réaction.

❖ **Evaluation des efforts :**

- La réaction permanente : due au poids de la dalle plus le poids de remblai au-dessus de la dalle y compris le revêtement

$$R_{per} = \frac{q \times l}{2} = 38.84 \text{ KN/ml.}$$

- La réaction due au poids propre : $R_g = V \times \gamma = 6$ KN/ml

V : volume du corbeau pour 1m ;

- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_q = \frac{q \times l}{2} = 20$ KN/ml

❖ **Combinaison des efforts :**

- ELU : $R_u = 1.35\left(R_{per} + R_g\right) + 1.6\, R_q = 90.53$ KN/ml
- ELS : $R_s = \left(R_{per} + R_g\right) + 1.2\, R_q = 68.84$ KN/ml

❖ **Ferraillage :**

Selon le BAEL (annexe E.6) le corbeau est considéré comme une console courte et comporte nécessairement des armatures supérieures tendues disposées comme indiqué à la figure

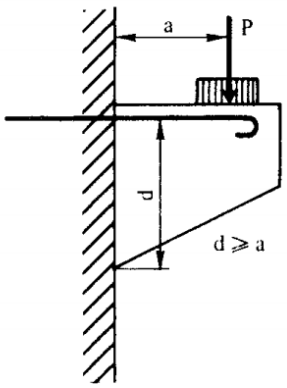


Figure VII.9 Armature supérieure du corbeau

La section totale A déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$M_u = R_u \times a = 18.11$ KN. m/ml. : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement ;

Z = min (0.7d (1+0.1) , 2.4a+(0.4+0.1))

On trouve : As = 1.73 cm² $\leq$ As min $= 20$ cm²

On prend As = 20 cm² soit 7HA20/ml avec st = 15cm

VII.3.6.4 Mur en retour :

❖ **Evaluation des efforts :**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logiciel **Robot Structural Analysis**.

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes:

- Poussée des terres : Pt = 0,333×20×6.5 = 43.29 KN/m².
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 0,333×10= 3.33KN/m².
- Poids propre. G

❖ **Modélisation :**

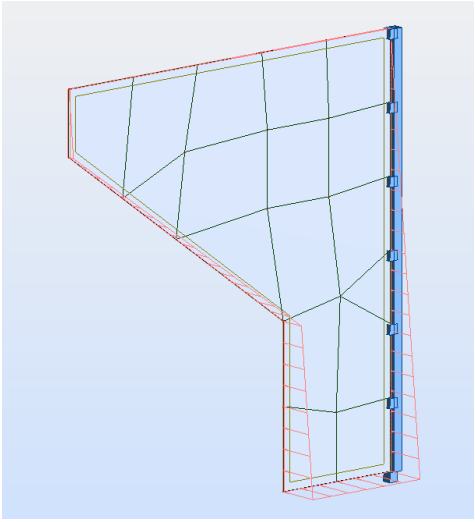


Figure VII.10 **Modèle numérique de mur en retour**

❖ **Combinaison des efforts :**

ELU : $M_u = 1.35\ (M_G + MP_t) + 1.5\ MP_{sr}$

ELS : $M_s = M_G + MP_t + 1.2\ MP_{sr}$

❖ **Ferraillage :**

Tableau VII.12 Résultats et ferraillage du mur en retour.

		ELU ($KN.m/ml$)	ELS ($KN.m/ml$)	As	armatures
Sens verticale	face remblais	37.94	28.48	3.8	6HA14
	face extérieure	14.42	10.67	3.8	6HA14
Sens horizontale	face remblais	188.5	140.17	17.9	6HA20
	face extérieure	8.86	6.53	3.8	6HA14

❖ **NB :**

Dans le sens vertical et pour la nappe extérieure du sens horizontal les efforts sont faible donc on dispose la quantité minimal d'acier.

VII.3.6.5 Mur frontal :

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

❖ **Evaluation des efforts sur le mur frontal :**

On va calculer les moments engendrés par tous les efforts appliqués au mur en tenant compte des signes des moments et on tire le moment final sollicitant le mur en faisons la somme de ces derniers.

On a pris les forces de freinage dans les deux sens

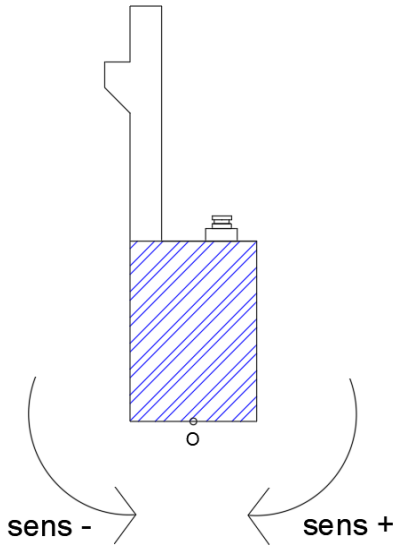


Figure VII.11 Convention de signes

❖ **Combinaison d'actions :**

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe)

Tableau VII.13 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	5206.14	1859.46	403.58	144.14
ELU max	6992.93	2506.18	542.09	194.28

❖ **Ferraillage :**

Ferraillage vertical : Avec logiciel de calcul on trouve As = As(min) = 20 cm² On prend 6HA25/ml avec St = 18 cm.

Ferraillage horizontal : Ast = As/3 ; Soit : 6HA12/ml avec St=18 cm.

On adopte le même le même ferraillage pour les deux faces de mur.

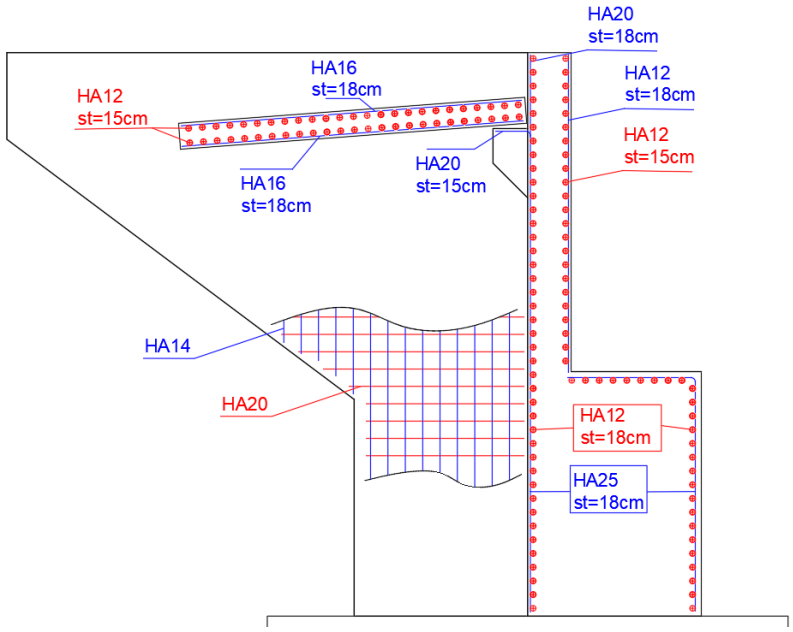


Figure VII.12 Ferraillage de la culée

VII.4 Etude des fondations :

VII.4.1 Type de fondation :

Lorsque que notre sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, nous choisissons des fondations profondes.
les fondations sur pieux permettent de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Vu le manque des données et recommandations dans le rapport géotechnique on opte pour des pieux de 12 m de longueur, et de diamètre Φ= 1.2m.

VII.4.2 Etude de la semelle :

VII.4.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La semelle est dimensionnée avec le guide PP73 (article fondation 1.2.1)

- La largeur de la semelle : $B = \ell + 2\varphi$ **= 6m**
- La longueur de la semelle : $L = 3\ell + 2\varphi$ **= 9.6 m**
- L'épaisseur de la semelle : Hs > 1.4 φ, On prend **Hs= 2 m.**

Tel que : $\ell = 3\varphi$: l'entraxe entre deux files.

2φ : le débord de la semelle.

$\varphi = 1.2$ m : diamètre du pieu.

- **NB :** La semelle est dimensionnée par un calcul itératif entre le nombre des pieux et ses dimensions.

VII.4.3.2 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations les plus défavorables sur la semelle de la pille

Tableau VII.14 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	N (KN)	H (KN)	My (KN.m)	Mx(KN.m)
ELU	24995	480	4800	/
ELS	17474,8	360	3600	/
ELA	33315,37	11029.6	55966.47	4525.14

VII.4.3.3 Nombre de pieux :

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients en phase d'exécution et sur le fonctionnement mécanique.

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier : $n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$

Avec
N_{max}: l'effort normal maximal à l'ELS (poids de semelle inclus) ;
Q_p: capacité portante d'un pieu a l'ELS (En l'absence d'un rapport géotechnique on prend la portance d'un pieu 408 t).

$n_p(\text{pile}) = 5$ pieux on prend 6 pieux donc on opte pour 2 files de 3 pieux.

VII.4.3.4 Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N_{max}}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

Avec :
n : nombres des pieux ;
N_{max} : effort normal ;
M_x, M_y : moments dans les sens x,y ;
x = y = 1.8 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VII.15 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Rmax(KN)	**Rmin(KN)**	**Qp**
ELU	5090,28	4345,39	6229.2
ELS	3625,80	3239,17	4080
ELA	11633,58	611,48	9212.7

- Vérification vis-à-vis le soulèvement :

Nmin > 0 → pas de risque de soulèvement

- Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Les efforts normaux revenant à chaque pieux Ni max ≤ Qp → condition non vérifiée.

Donc on augmente le nombre de pieux à 8 dont deux fils de 4 pieux.

Les nouvelles dimensions de la semelle :

B = **6m**, L= **13.2 m**, **Hs= 2 m.**

❖ **Les efforts revenant à chaque pieux :**

Tableau VII.16 Les valeurs modifiées de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Rmax(KN)	**Rmin(KN)**	**Qp (KN)**
ELU	3925,71	3259,04	6229.2
ELS	2929,38	2429,38	4080
ELA	8860,14	458,61	9212.7

❖ Vérification vis-à-vis le soulèvement :

Nmin > 0 → pas de risque de soulèvement

❖ Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Les efforts normaux revenant à chaque pieux Ni max ≤ Qp → pas de risque au poinçonnent.

VII.4.3.5 Ferraillage de la semelle :

On peut calculer le ferraillage de la semelle sur pieux par la méthode générale des bielles, pour que le fonctionnement de la bielle soit correct, on doit avoir : $45° \leq \theta \leq 55°$

L'inclinaison de l'axe des bielles a pour valeur :

$$\text{tg}\theta = \frac{0.9\text{Hs}}{\frac{\ell}{2} - \frac{\text{B}}{4}}$$

θ =50.2°…….vérifiée

$$\text{As} = \frac{\text{N}_{\max}\left(\frac{\ell}{2} - \frac{\text{B}}{4}\right)}{\sigma_s . 0.9\text{Hs}}$$

B = 1.2 m : épaisseur de la pile ;
ℓ =3.6 m : La distance entre les axes des pieux ;
Hs=2 m : la hauteur de la semelle ;

❖ **à l'ELS :**

$\text{N}_{\max}^{\text{ELS}}$= 2,92938 MN : l'effort normal max sur la semelle à l'ELS

$\sigma_s = \frac{2f_e}{3}$ =333 MPa.

$\mathbf{A_{S1} = 73.23\ cm^2.}$

- **à l'ELA :**

N_{max}^{ELA} = 8,86014 MN : l'effort normal max sur la semelle à l'ELA

σ_s = 500 MPa.

$\mathbf{A_{S2} = 147.669 cm^2}$

L'ELA est la condition la plus défavorable, on adopte la section : $\mathbf{As = 147.669\ cm^2}$

- **Armatures transversales inférieures :**

Ces armatures sont reparties sur une bande de $\varphi + Hs = 3m$

Donc $Ai = \frac{147.669}{3.2} = 46.15\ cm^2$, on prend **10HA25/ml,** avec St = 10 cm.

- **Armatures de répartition :**

$Ar = \frac{Ai}{3} = 15.38\ cm^2$, on prend **8HA16/ml,** avec St = 13 cm.

- **Armatures longitudinales inférieures** :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux.

$Ali = \frac{Ai}{3} = 15.38\ cm^2$, on prend **8HA20/ml, st=13 cm**

- **Armatures de construction :**
  - **Armatures transversales supérieures :**

$Ats = \frac{Ai}{10} = 4.61 cm^2$, on prend **5HA12/ml,**

  - **Armatures longitudinales supérieures :**

$Als = \frac{Ai}{3} = 15.38\ cm^2$, on prend **8HA20/ml, st=13 cm**

  - **Armatures latérales :**

$Ala = \frac{Ai}{10} = 4.61\ cm^2$, on prend **5HA12/ml,**

VII.4.3 Etude des pieux :

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

VII.4.3.1 Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda}$$

$\overline{M}$: Moment en tête du pieu ;

$\bar{p}$: Effort horizontal en tête du pieu ; $\bar{p} = \frac{H}{n}$;

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

$X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$: Tirés des abaques de WERNER en fonction de λL.

❖ **Calcul de « λ » :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U \times b}{4EI}} = 0.231$$

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m ;

C_U : module de réaction du sol ; $C_u = 35\ MN/m^3$

E : module d'élasticité du béton. E = 35982 MPa

I : moment d'inertie du pieu. I = 0,102 m^4

D'où : $\lambda L = 2.772$, on tire les valeurs de ($X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$) à partir du tableau WERNER :

$$\lambda L = 2.772 \rightarrow X_{\theta P} = 1.2 \text{ et } X_{\theta M} = 1.51.$$

Tableau VII.1 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	H_{max} (KN)		$\bar{p}$ (KN/pieu)		$\overline{M}$ (KN.m)	
ELU	480		60		-206.41	
ELS	360		45		-154.81	
ELA	Fx	Fy	Px	Py	Mx	My
	8432	11029.6	1054	1378.7	-3626.85	-4743.1

VII.4.3.2 Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion déviée composée. Pour les efforts déjà calculés on trouve :

As = 179.6 cm² Donc : on prend **23HA32**. Avec st = 17 cm.

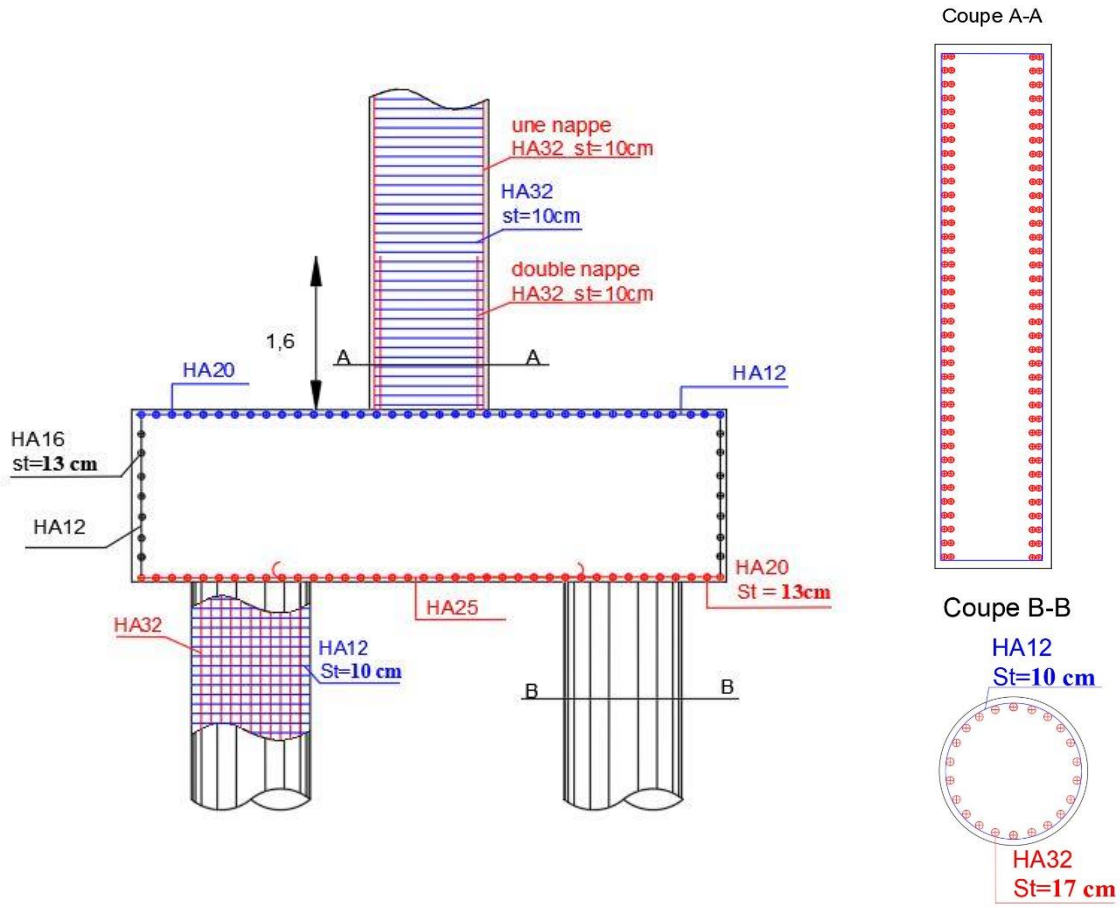


Figure VII.13 Ferraillages des éléments de la pile et la fondation

VII.5 Conclusion :

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est indispensable surtout lorsque, comme notre cas, l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée, la partie infrastructure dépend des charges transmises par le tablier ainsi que la nature de site qui influe sur le type de fondation choisi.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une partie très importante qui approfondie différentes connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire passé à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Durant la réalisation de ce mémoire, nous avons pu connaitre les différentes étapes d'établissement d'un ouvrage d'art, ainsi que de nous familiariser avec l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et AUTOCAD, aussi comment appliquer tous les règlements (B.P.E.L, B.A.E.L, SETRA, RPOA) régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie, ainsi que de consulter et bien utiliser les différents ouvrages traitant le sujet.

En générale, l'étude d'un pont est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

A la fin, ce mémoire, qui constitue pour nous une première expérience et qui nous a permis de bénéficier de l'expérience des gens du domaine, ainsi que d'avoir une idée sur la vie professionnelle à travers le stage effectué, le travail de groupe et la gestion du temps

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- BERNARD-GELY. A & CALGARO. J-A, conception des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Avril 2006.
- CALGARO. J-A, projet et construction des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, mai 2007.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs juin 2003 ; Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- Le Béton précontraint aux états limites, HENRY THONIER.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 1991 révisé 1999.
- Règles BAEL 1991, Révisé en 1999.
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (2008).
- Document SETRA, Diffusion des efforts concentrés, Effort de précontrainte et des appareils d'appui (septembre 2006).
- FREYSSNET SUSTANABE TECHNOLOGY, Joints De Chaussée CIPEC, catalogue de conception.
- Documents SETRA, Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds (septembre 1999).
- Document SETRA, Appareils d'appuis en élastomère fretté, guide, utilisation sur les ponts et viaducs et structures similaires, (juillet2007).
- Norme européenne, norme française appareils d'appui structuraux, NF EN 1337-3 (septembre 2005).
- Documents SETRA, Piles et Palées, appuis des tabliers PP73 réimpression octobre 1985.

- Mr. BELAOURA.M, Cours de Béton Armé et Béton Précontraint. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- Mme. MEZOUAR MESSAOUDI.A, Cours de Mécanique des structures : Plaques minces. Ecole Nationale
  Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- SEBOUI Hatem (2019) « Conception et étude d'un pont à la wilaya d'Annaba de PK00+221.80 au PK00+501.80 » Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

- BENCHIKH Mohammed Elamine Rabah, BENGLIA Soumia (2019) « Conception et étude d'un pont sur la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet l'autoroute Est-Ouest dans la wilaya de Tlemcen » Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

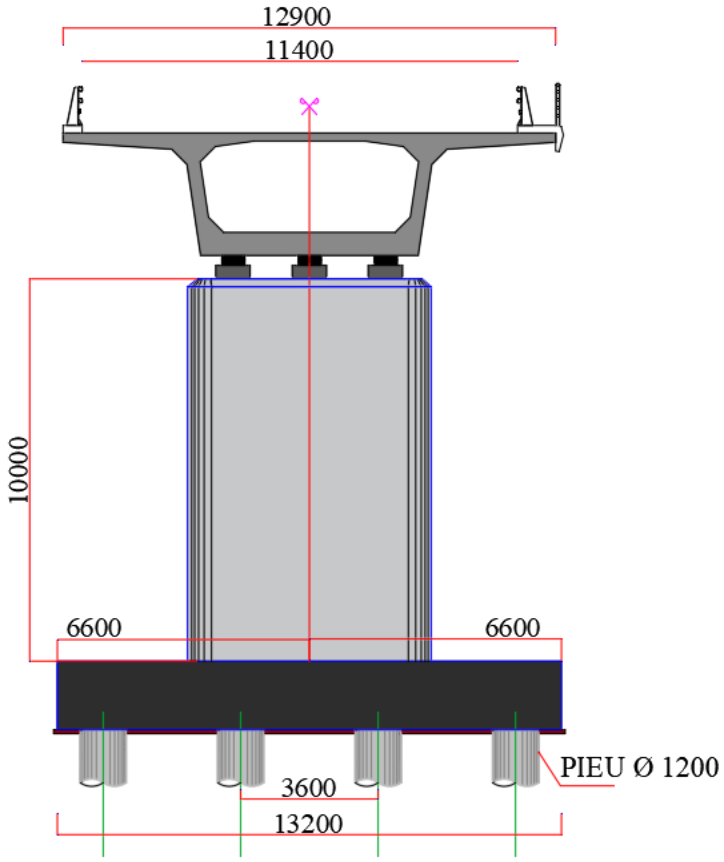
- ACHI Boubekeur, HADJ ABDELKADER Khalil (2020) « Conception et étude d'un pont sur la liaison autoroutière reliant le port d'Oran à l'autoroute Est-Ouest » Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état/Master. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

ANNEXE 1
PRESENTATION DU PROJET

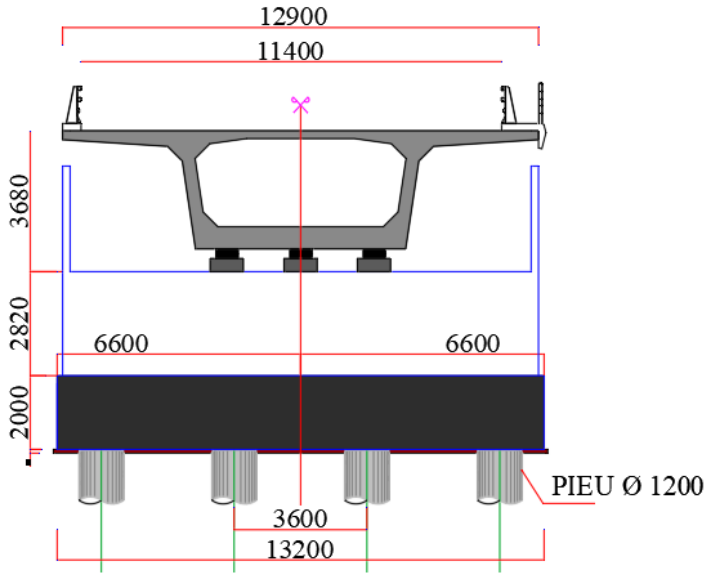


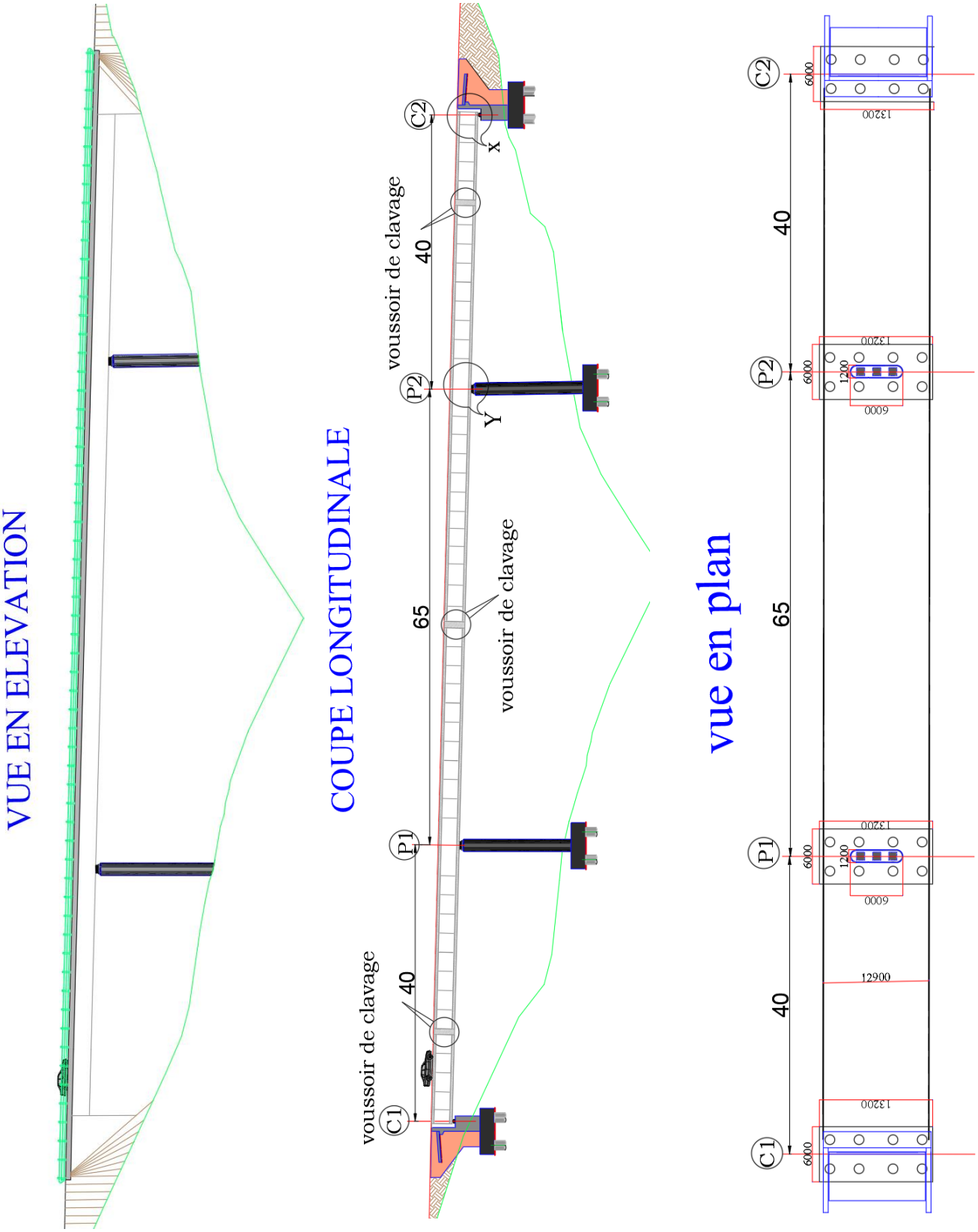
Annexes 1.1 Le Tracé du projet

COUPE TRANSVERSALE SUR PILE P1

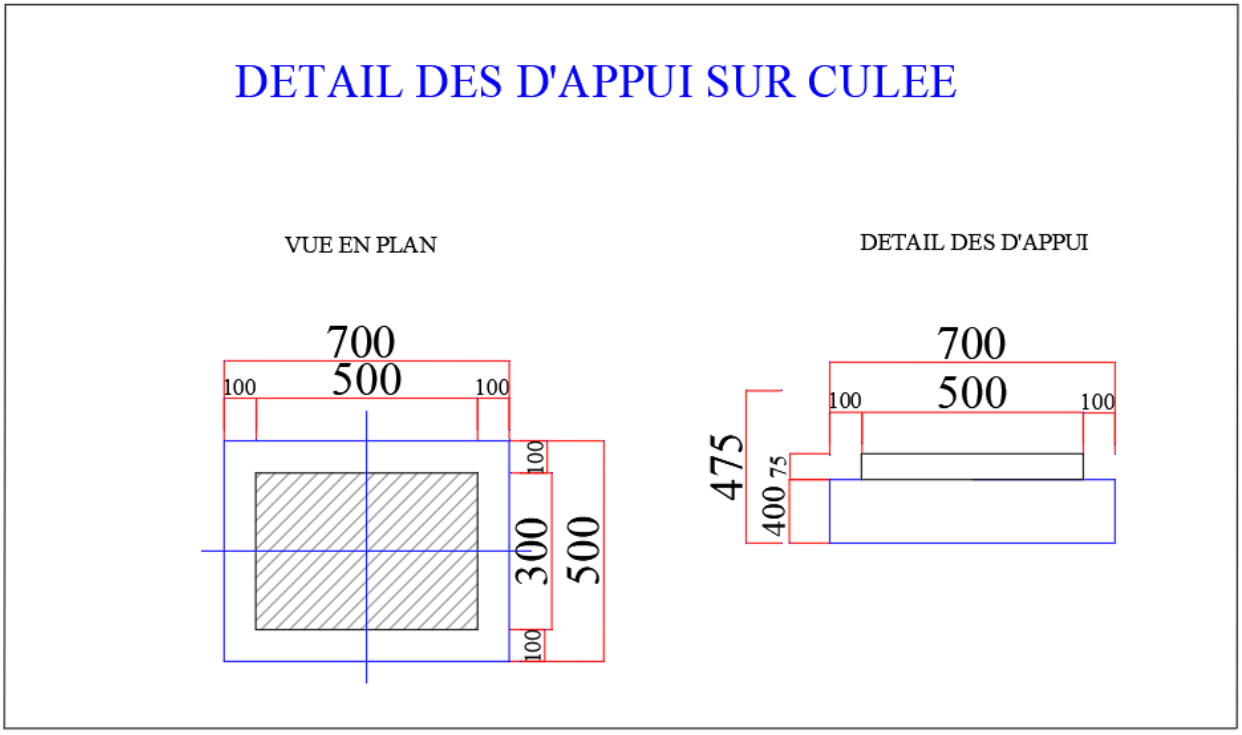


COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE C1

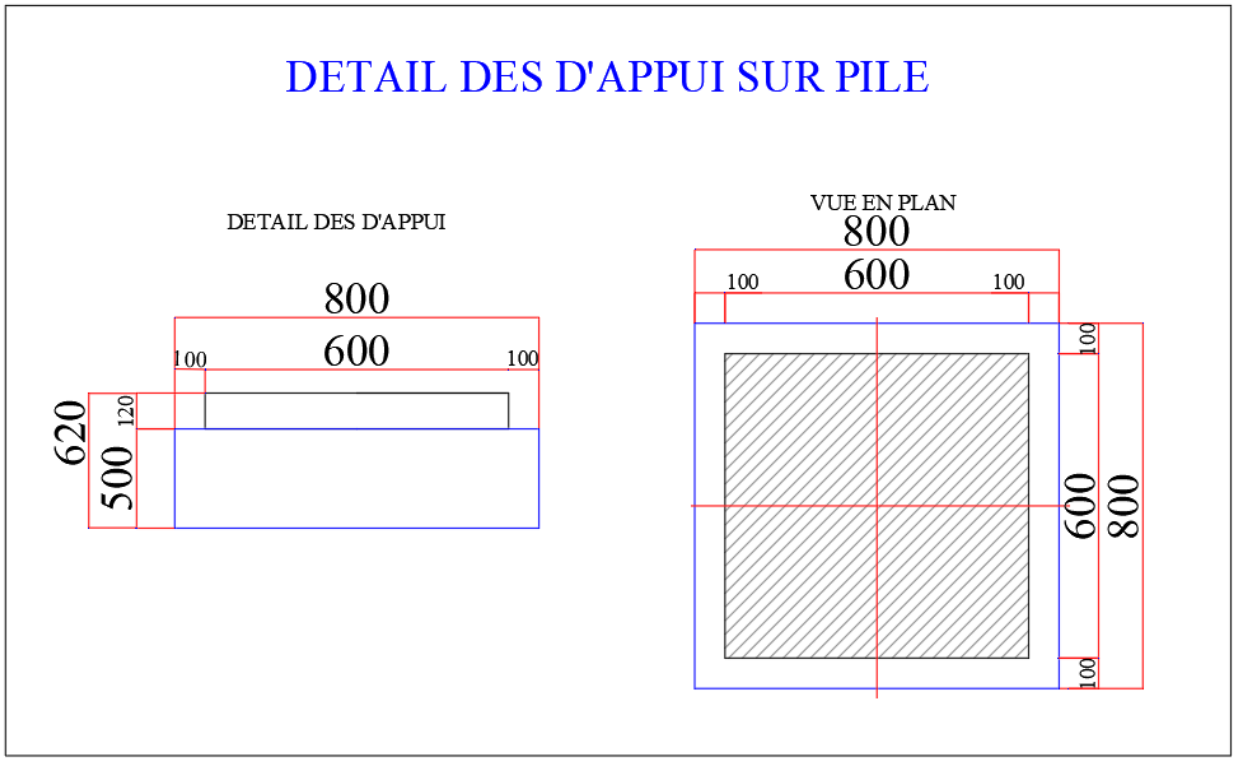


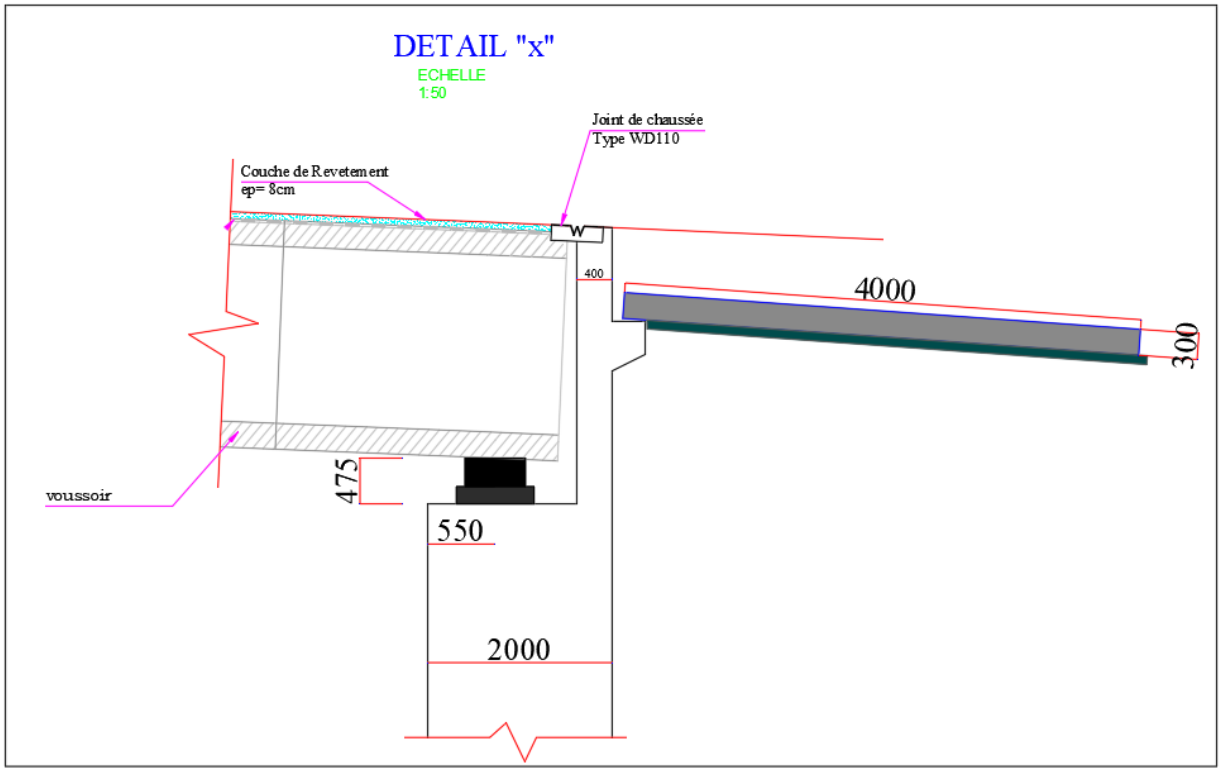

VUE EN ELEVATION
COUPE LONGITUDINALE
vue en plan
C1
P1
P2
C2
40
65
40
voussoir de clavage
voussoir de clavage
voussoir de clavage
X
Y
6000
1200
13200
12900

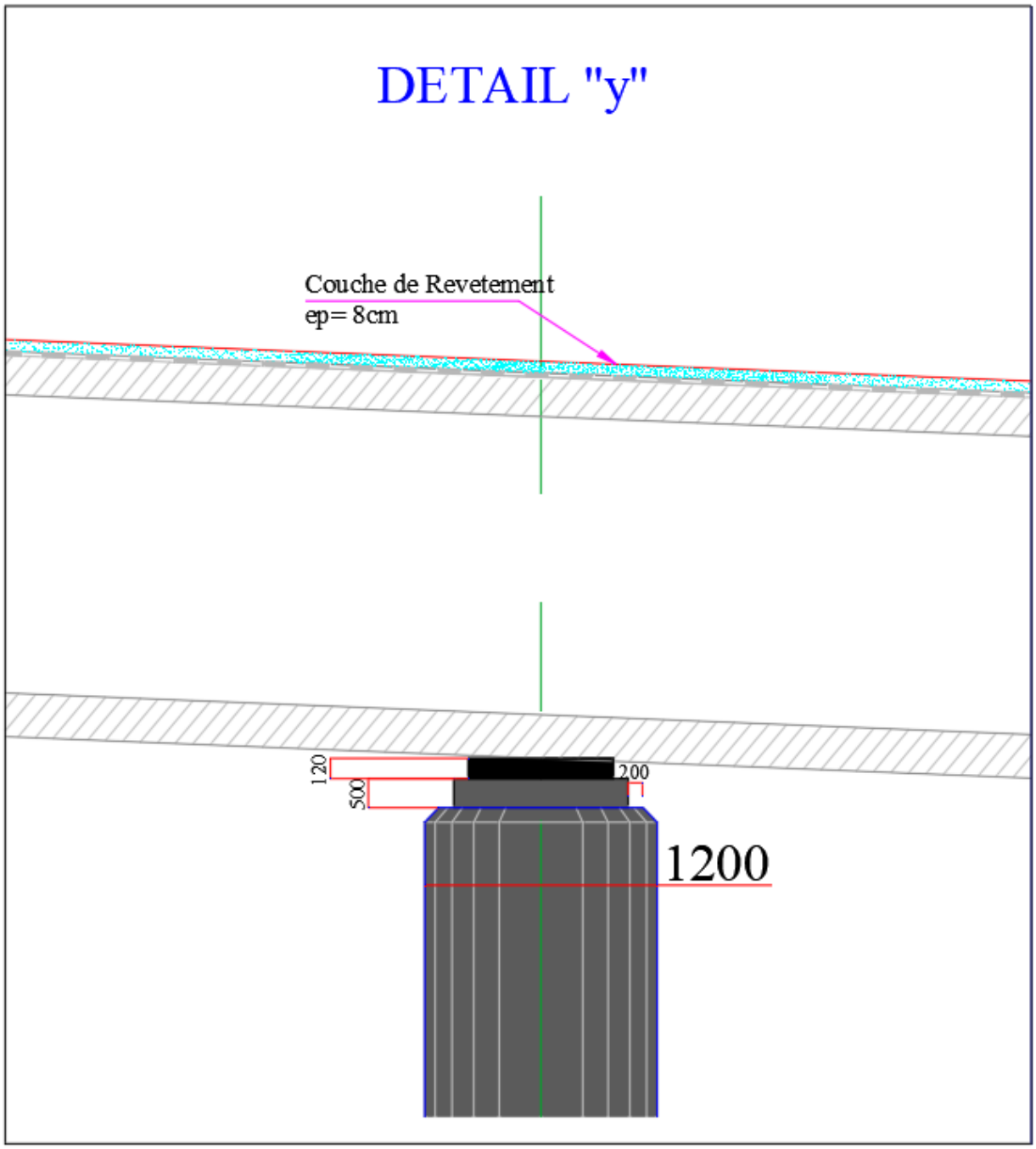
DETAIL DES D'APPUI SUR CULEE



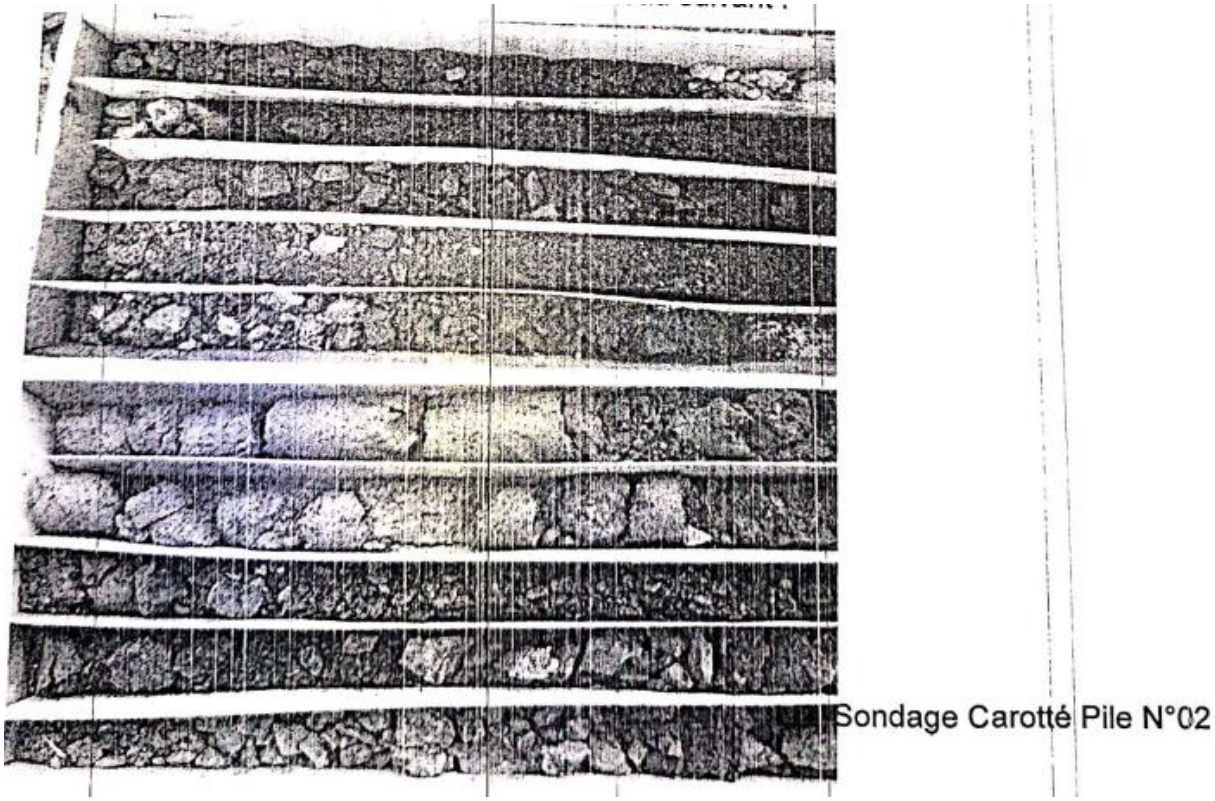
DETAIL DES D'APPUI SUR PILE




DETAIL "x"
ECHELLE
1:50
Joint de chaussée
Type WD110
Couche de Revetement
ep= 8cm
400
4000
300
voussoir
475
550
2000


DETAIL "y"
Couche de Revetement
ep= 8cm
120
500
200
1200

ANNEXE 2
DONNEES GEOTECHNIQUES

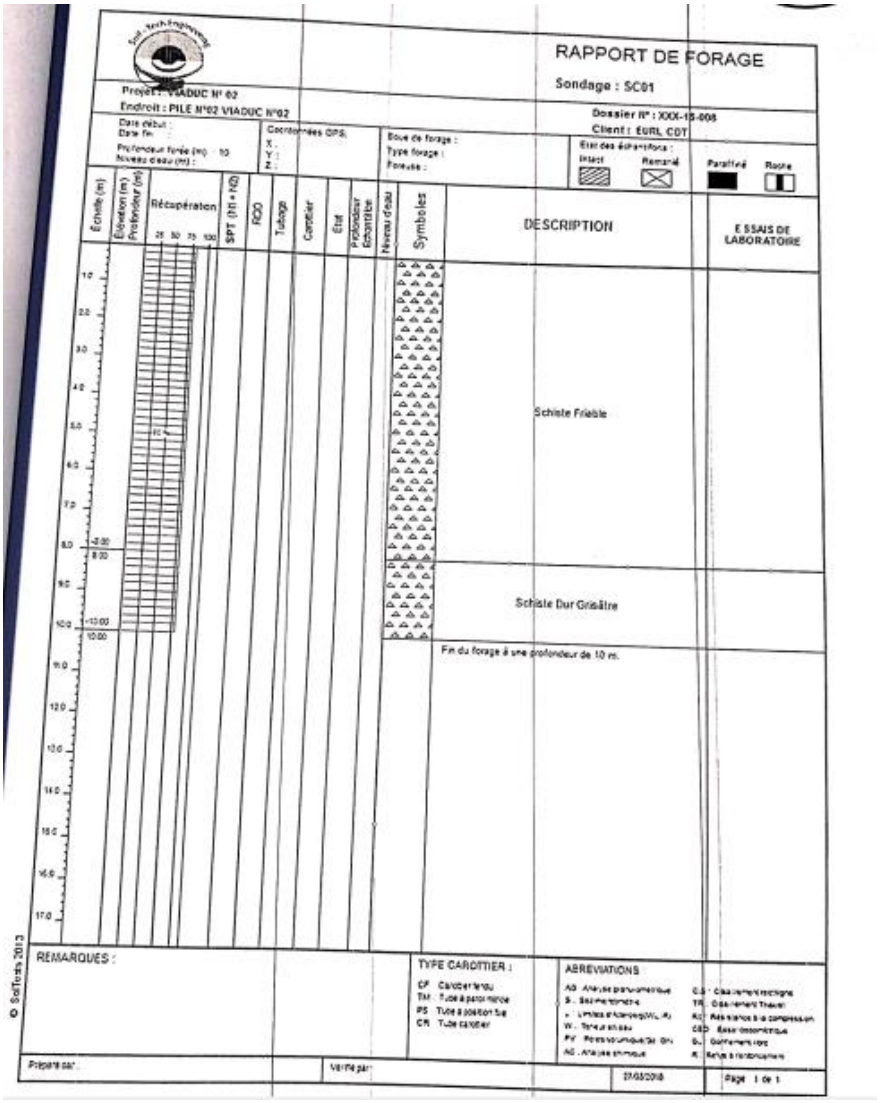


Annexes 2.1 **Caisses à carotte du sondage SC01**

TABLEAU 1: LA LITHOLOGIE DES SONDAGES

	PROFONDEURS	DESCRIPTIONS DU SOL
SC 01 Pile N°02	0.00 – 6.50 m 6.50 – 10.00m	Schiste friable. Schiste dure grisâtre
SP 01 Culée N°01	0.00 – 6.50 m 6.50 – 25.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 02 Pile N°01	0.00 – 12.00 m 12.00 – 30.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 03 Culée N°02	0.00 – 6.50 m 6.50 – 25.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 04 Pile N°02	0.00 – 8.00 m 6.50 – 30.00 m	Schiste friable. Schiste dure grisâtre

Annexes 2.2 **La lithologie des sondages**



Annexes 2.3 Coupe lithologique du sondage SC01

Tableau 03 : *Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids.*

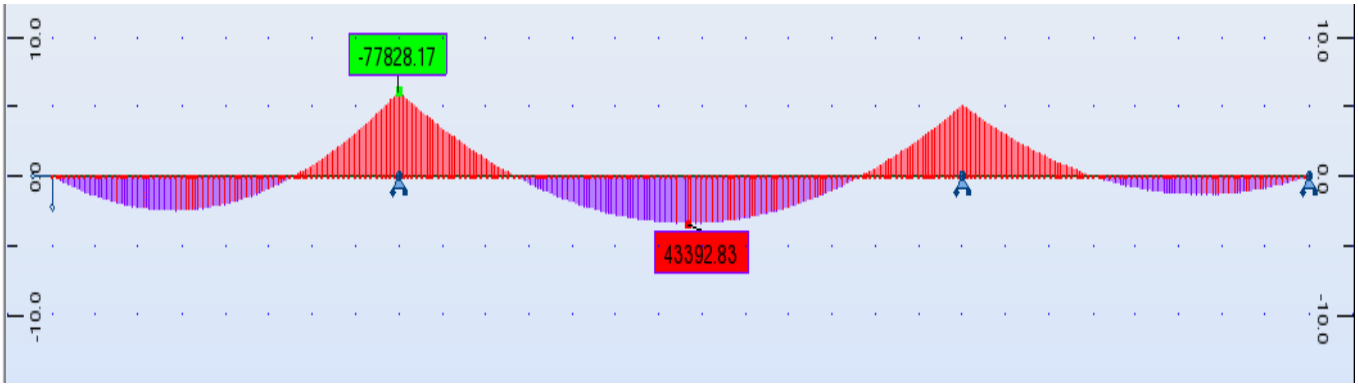
Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-
SP-01	5.00 à 10.00	0.04	0.21	0.03
SP-01	15.00 à 20.00	0.03	0.00	0.01
SC-03	15.00 à 20.00	0.05	0.00	0.04
	10.00 à 15.00	0.03	0.21	0.08

en sulfate converties en mg/kg de

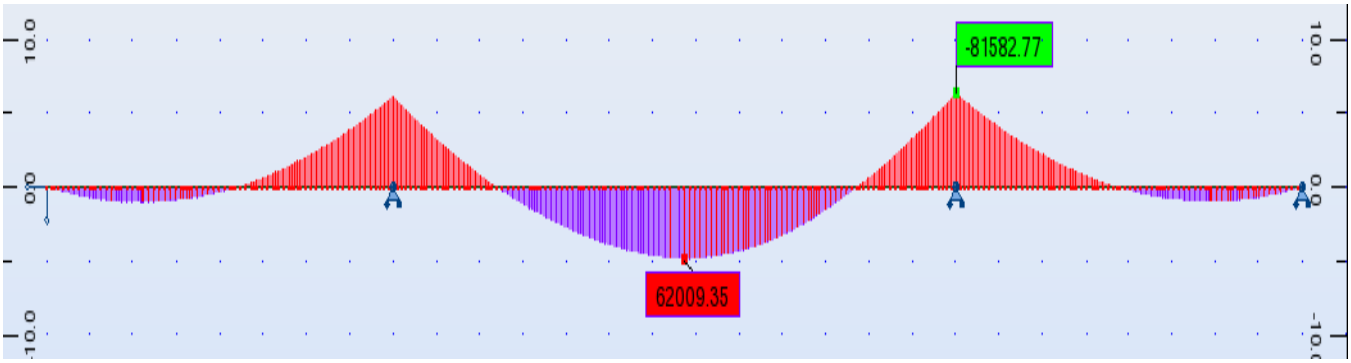
Annexes 2.4 Résultats des essais chimiques

ANNEXE 3

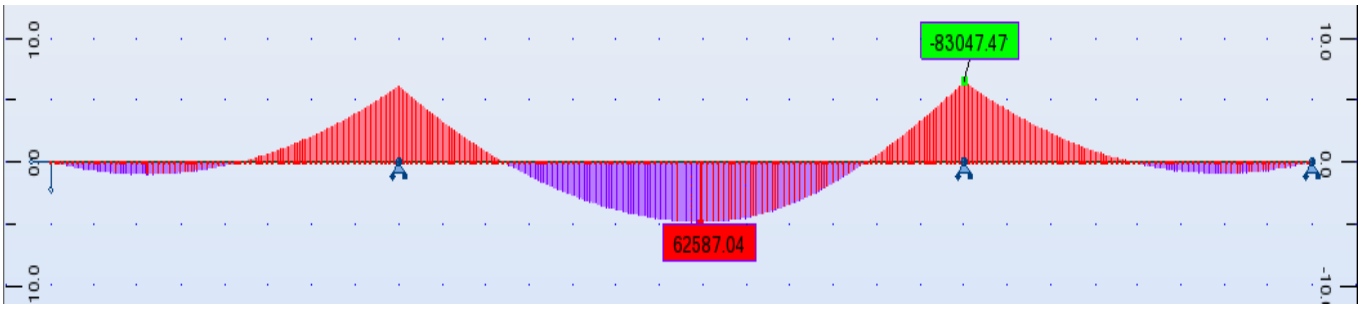
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



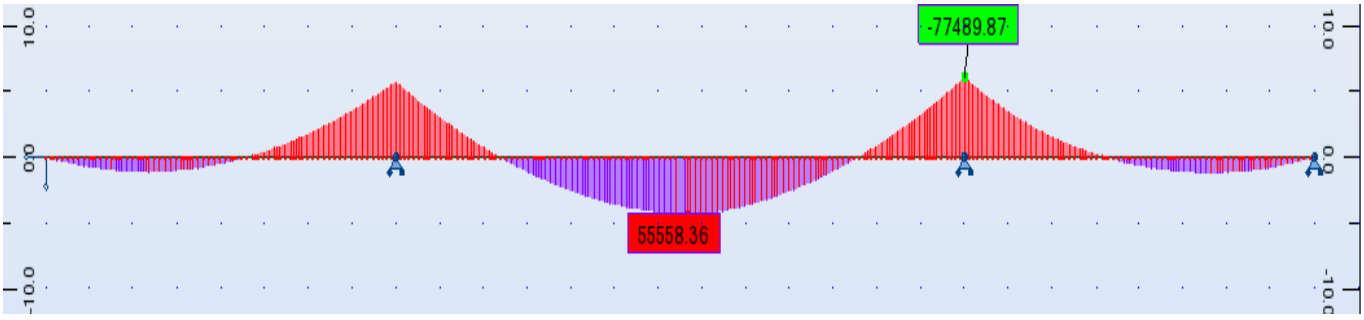
Annexes 3.1 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A+St



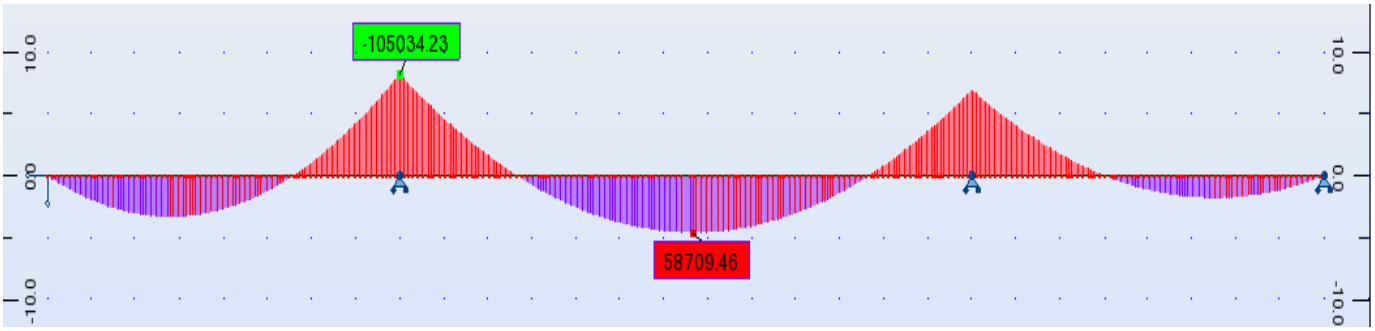
Annexes 3.2 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St



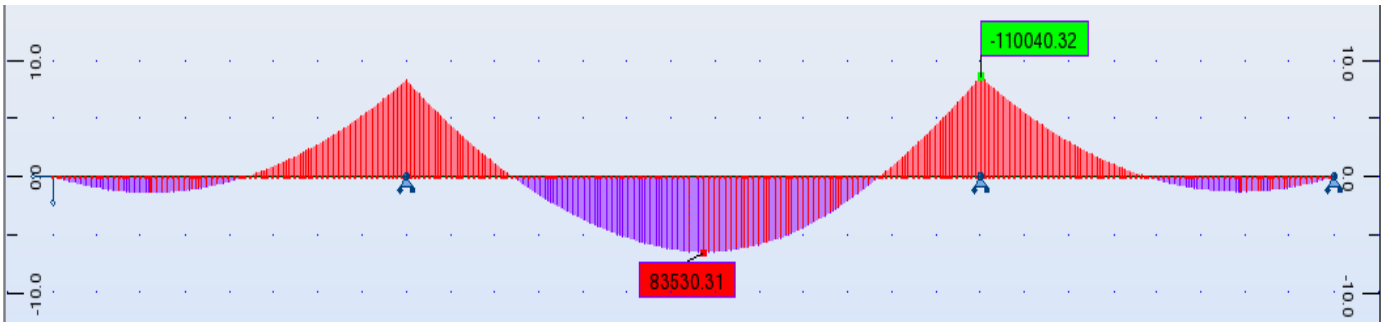
Annexes 3.3 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240



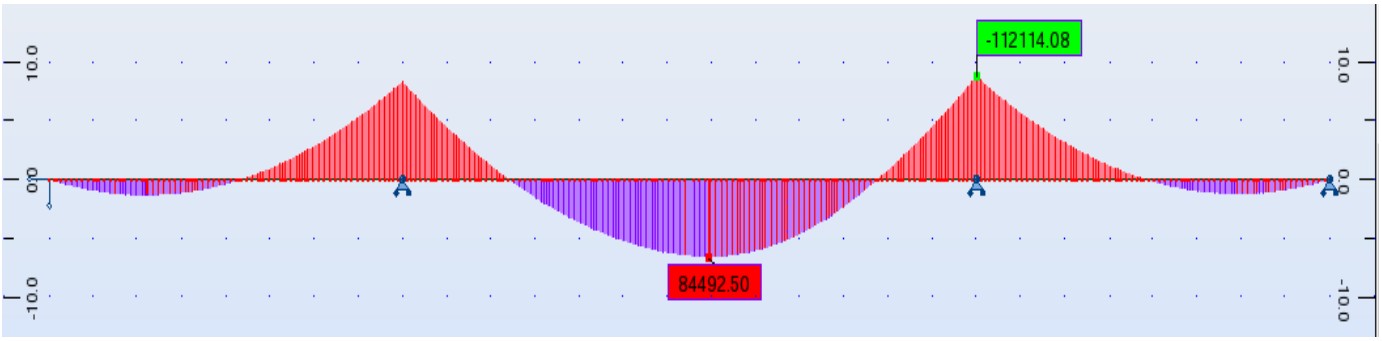
Annexes 3.4 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120



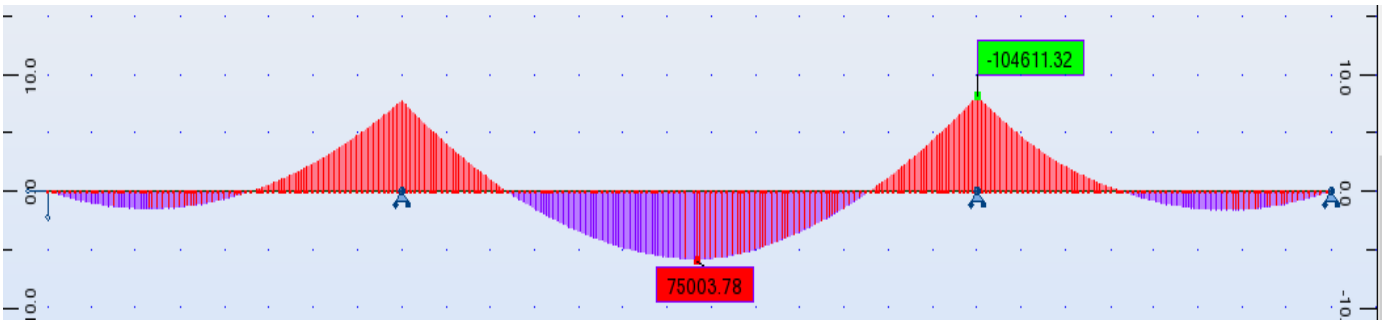
Annexes 3.5 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A+1.6St



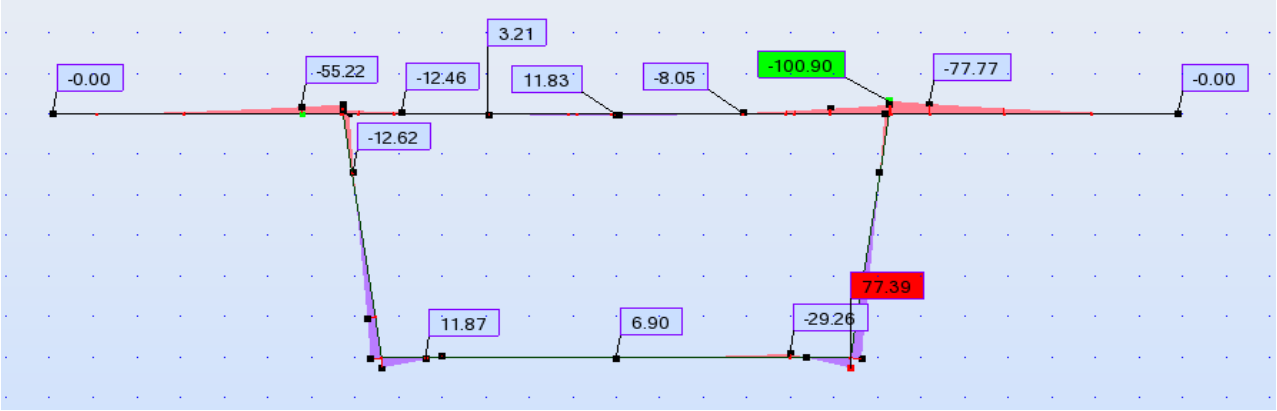
Annexes 3.6 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St



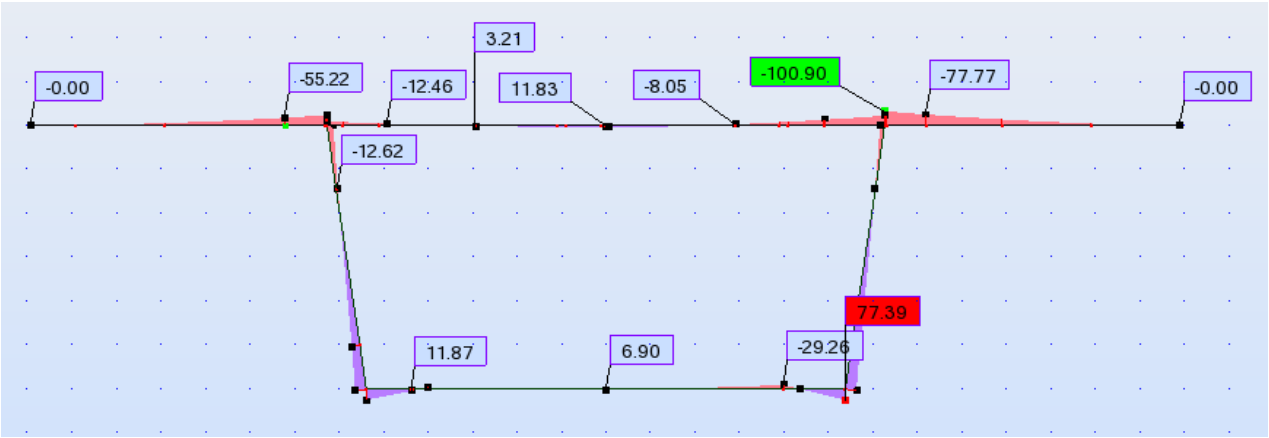
Annexes 3.7 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240



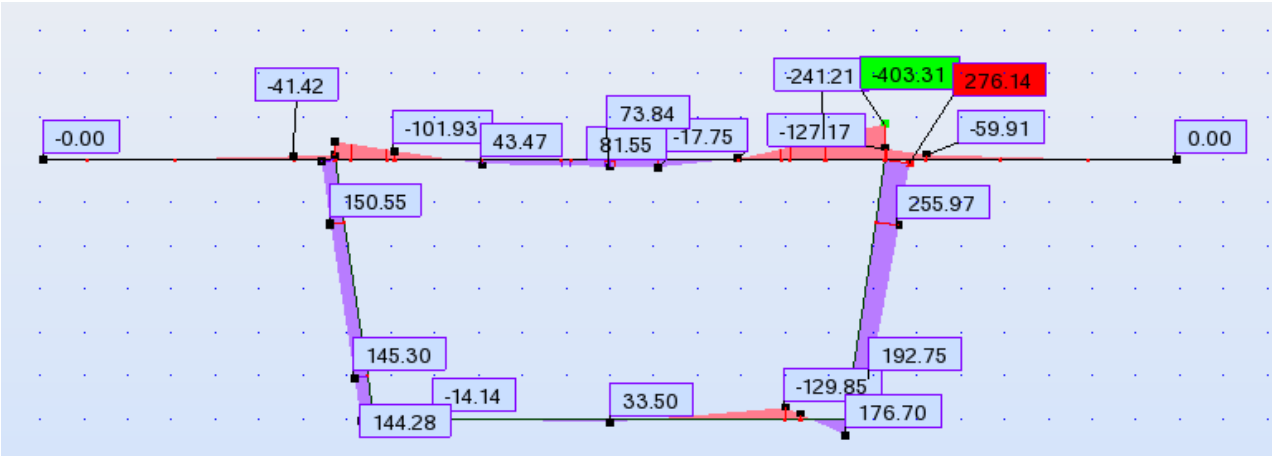
Annexes 3.8 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120



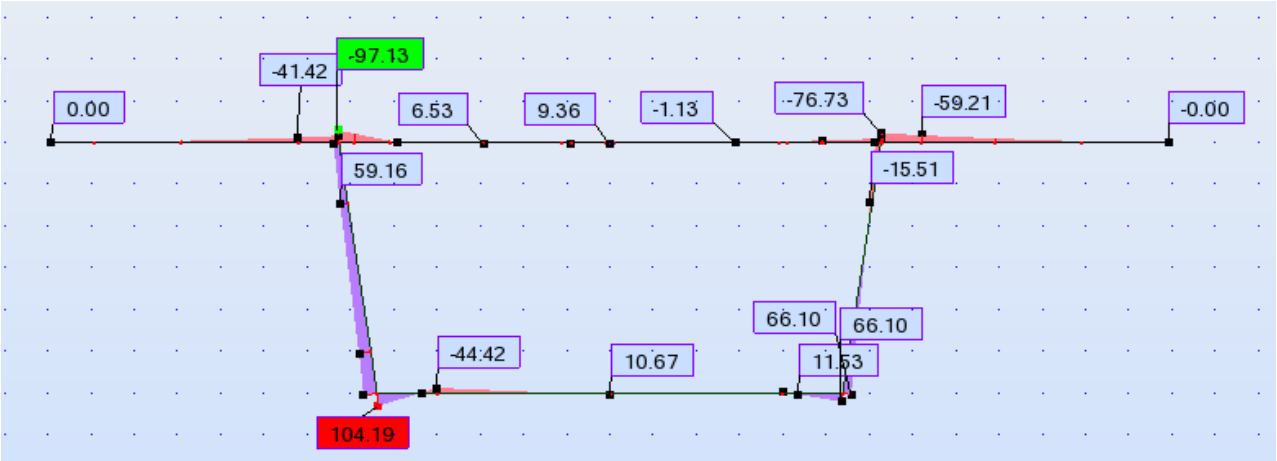
Annexes 3.9 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2A(l)+St



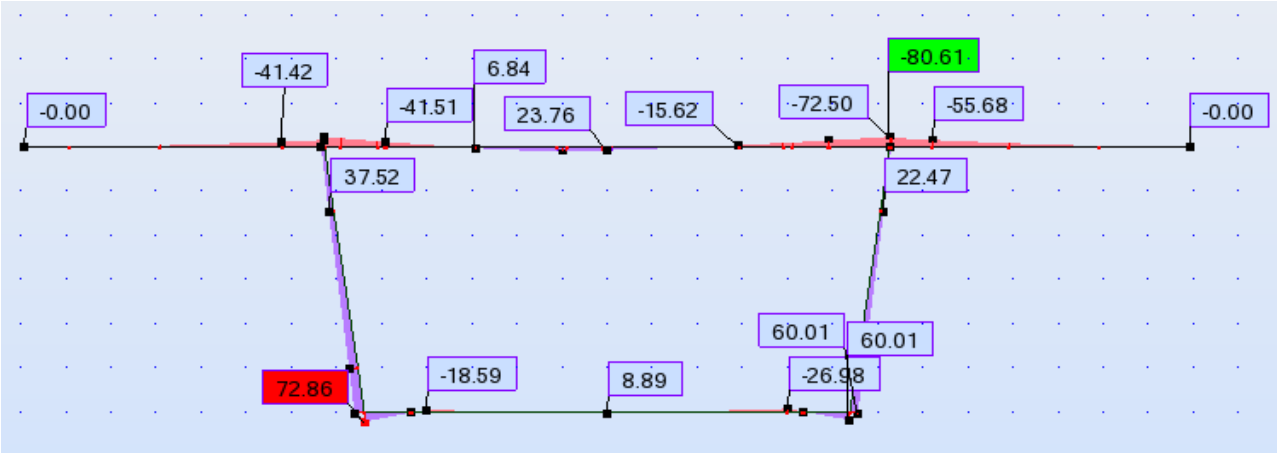
Annexes 3.10 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St



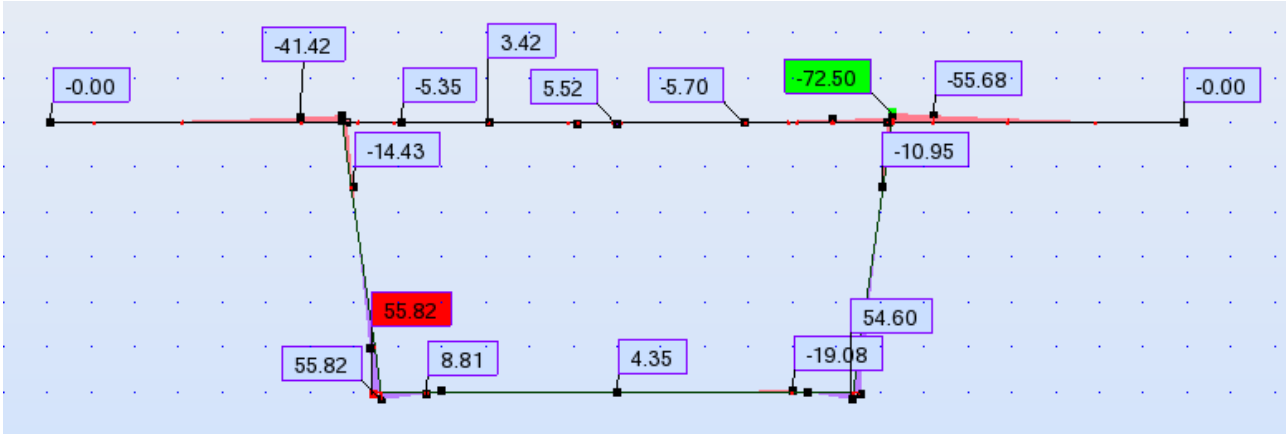
Annexes 3.11 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St



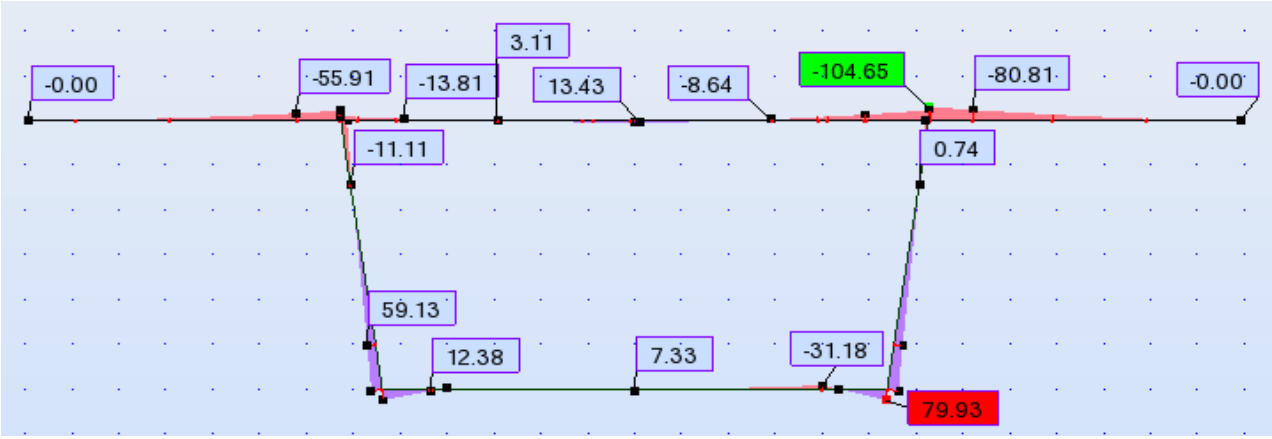
Annexes 3.12 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Br+St



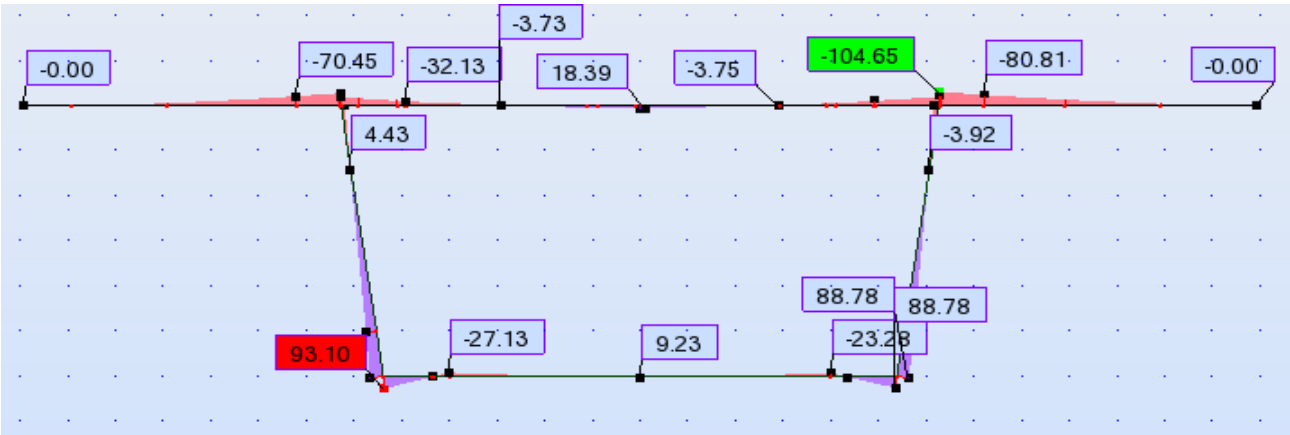
Annexes 3.13 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240



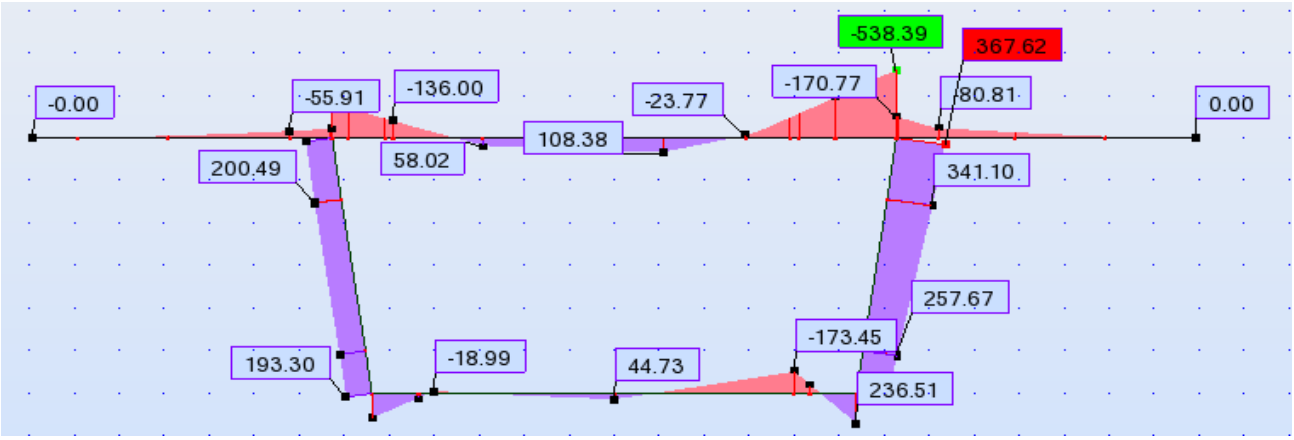
Annexes 3.14 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+Mc120



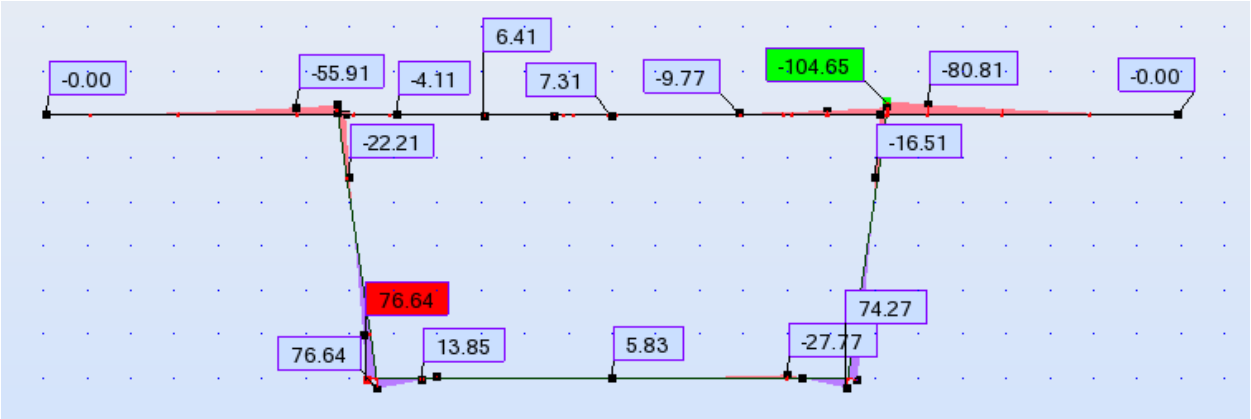
Annexes 3.15 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+St



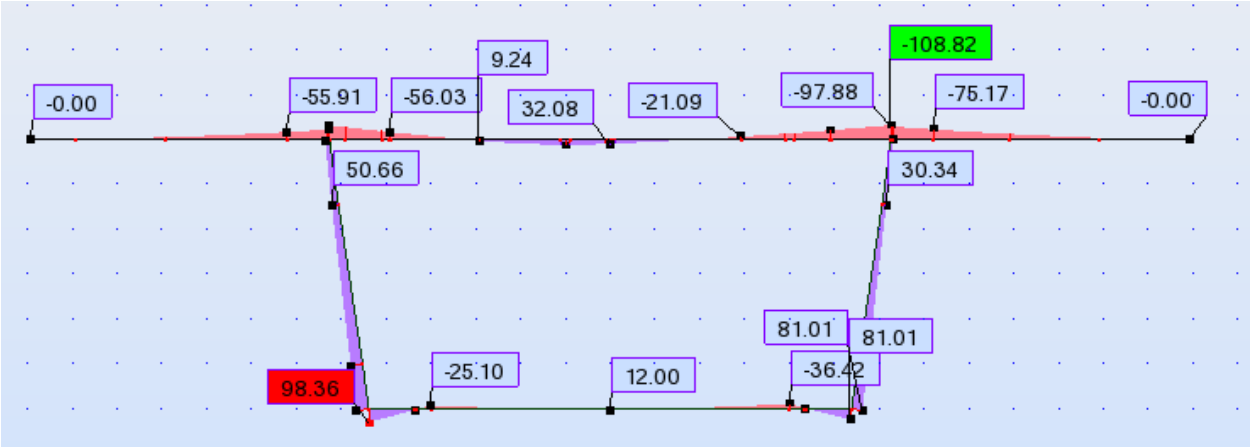
Annexes 3.16 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+St



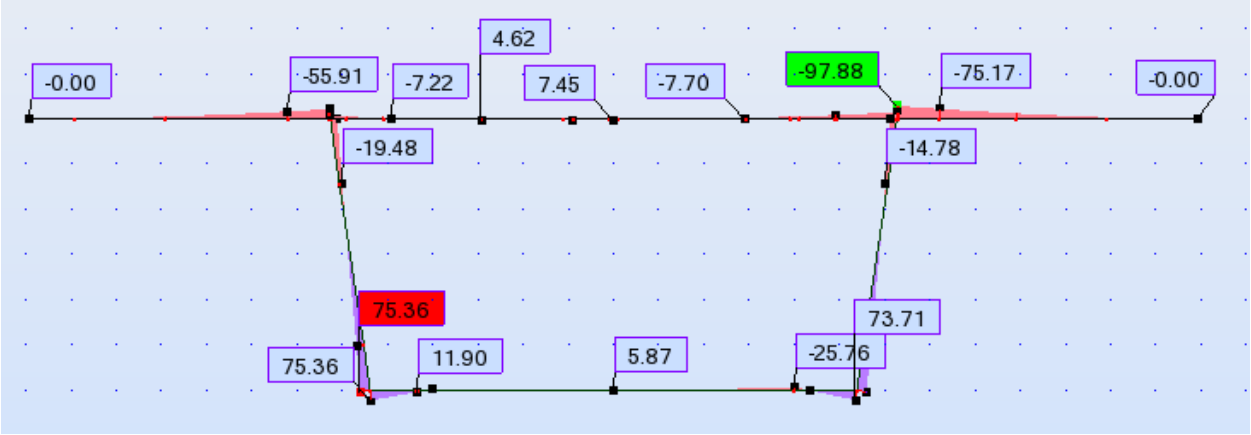
Annexes 3.17 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+St



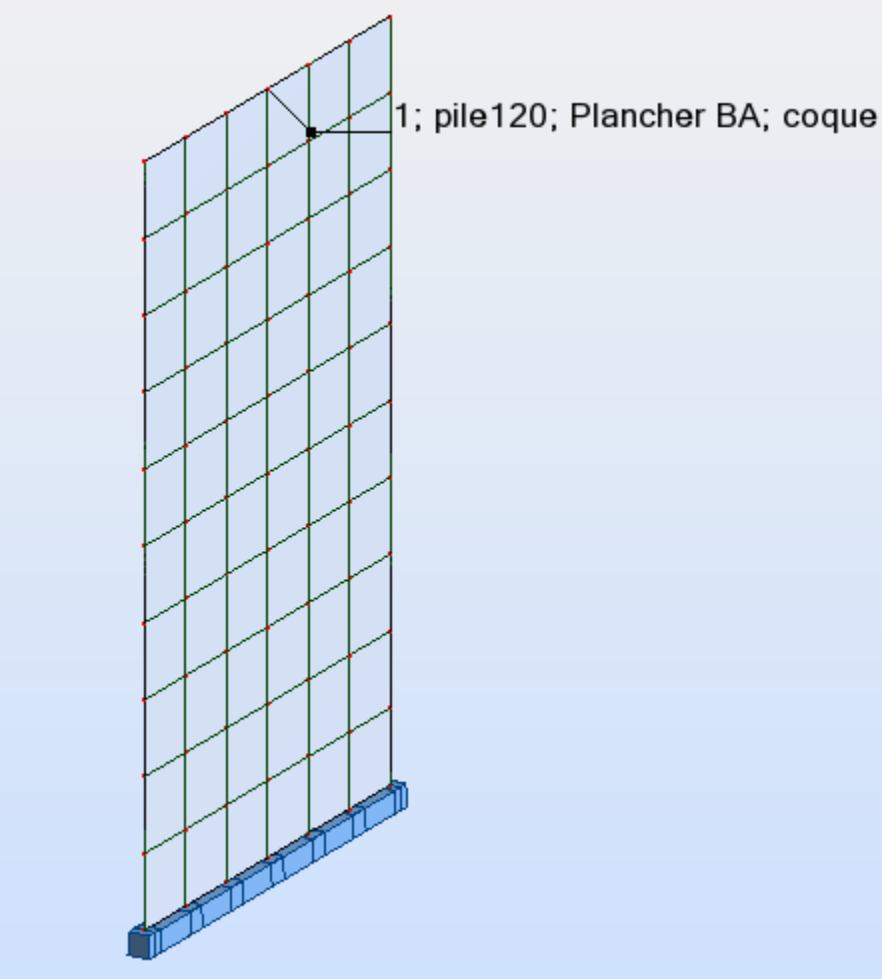
Annexes 3.18 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Br+St



Annexes 3.19 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240



Annexes 3.20 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120



Annexes 3.21 Model de calcul de la pile

ANNEXE 4

Tableaux de calculs

Annexe 4.1 Pertes de tension par frottement pour la travée de rive

cable	X	α	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
C1	5	0	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00
C2	7.75	0	33.09	22.50	11.83	0.00	0.00	0.00
C3	10.25	0	43.61	33.09	22.50	11.83	0.00	0.00
C4	12.75	0	54.04	43.61	33.09	22.50	11.83	0.00
Moyenne			38.04	27.49	16.86	8.58	2.96	0.00
Moy en %			2.64%	1.91%	1.17%	0.60%	0.21%	0.00%

Annexe 4.2 Pertes de tension par frottement pour la travée centrale

cable	X	α	axe clavage	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9
C1	5.5	0.12	23.57	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C2	8	0.12	34.15	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	10.5	0.22	44.65	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4	13	0.22	55.08	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	15.5	0.22	65.43	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	18	0.29	75.70	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00
C7	20.5	0.29	85.89	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00
C8	23	0.29	96.01	83.86	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00
Moyenne			60.06	47.58	37.10	27.89	19.97	13.35	8.03	4.02	1.34	0.00
Moy en %			4.17%	3.30%	2.58%	1.94%	1.39%	0.93%	0.56%	0.28%	0.09%	0.00%

Annexe 4.3 Pertes de tension par frottement pour le demi fléau

cable	X	α	axe vsp	fin vsp	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10	Fin V11	Fin V12
C1	4.5	0.45	19.31	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4	4.5	0.45	19.31	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	7	0.45	29.92	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C2	7	0.37	29.92	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	9.5	0.37	40.46	32.04	21.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	12	0.37	50.92	42.56	32.04	21.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	12	0.43	50.92	42.56	32.04	21.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	14.5	0.43	61.30	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C9	17	0.43	71.60	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C10	19.5	0.43	81.82	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C11	22	0.43	91.97	83.86	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C12	24.5	0.43	102.04	93.99	83.86	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00	0.00
C13	27	0.43	112.04	104.05	93.99	83.86	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00	0.00	0.00
C14	32	0.43	131.81	123.94	114.03	104.05	93.99	83.86	73.65	63.36	53.00	42.56	32.04	21.44	10.76	0.00
Moyenne			63.81	55.53	45.11	35.39	27.15	21.93	16.67	12.15	8.37	5.34	3.06	1.53	0.77	0.00
Moy en %			4.43%	3.86%	3.13%	2.46%	1.89%	1.52%	1.16%	0.84%	0.58%	0.37%	0.21%	0.11%	0.05%	0.00%

Annexe 4.4 Pertes de tension par recul d'encrage pour la travée de rive

Cable	**L(m)**	**K**	**d(m)**	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
C1	5.00	0.012	4.79	0.00	77.85	162.81	-	-	-
C2	7.75	0.009	5.59	0.00	14.66	77.14	139.62	-	-
C3	10.25	0.005	7.12	0.00	0.00	32.62	71.08	109.54	-
C4	12.75	0.005	7.45	0.00	0.00	0.00	34.42	69.57	104.73
Moyenne				0.00	23.13	68.14	81.71	89.56	104.73
Moy en %				0.00%	1.61%	4.73%	5.67%	6.22%	7.27%

Annexe 4.5 Pertes de tension par recul d'encrage pour la travée centrale

Cable	L(m)	K	d(m)	Axe clavage	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9
C1	5.5	0.007	6.06	11.97	75.60	128.61	-	-	-	-	-	-	-
C2	8.0	0.006	6.72	21.06	29.696512	72.90	116.10	-	-	-	-	-	-
C3	10.5	0.007	6.14	0.00	0.00	23.55	75.32	127.09	-	-	-	-	-
C4	13.0	0.006	6.51	0.00	0	0.00	27.82	73.79	119.76	-	-	-	-
C5	15.5	0.006	6.81	0.00	0	0	0.00	30.45	72.49	114.53	-	-	-
C6	18.0	0.006	6.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.63	73.43	118.23	-	-
C7	20.5	0.006	6.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.49	72.46	114.43	-
C8	23.0	0.006	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.86	71.62	111.37
Moyenne				4.13	13.16	28.13	31.32	38.56	44.17	54.61	74.18	93.02	111.37
Moy en %				0.29%	0.91%	1.95%	2.17%	2.68%	3.07%	3.79%	5.15%	6.46%	7.73%

Annexe 4.6 Pertes de tension par recul d'encrage pour le demi fléau

Cable	L(m)	K	d(m)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10	Fin V11	Fin V12
C1	4.5	0.026	3.23	0.00	54.63	241.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2	7.0	0.018	3.91	0.00	0.00	71.89	199.67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	12.0	0.012	4.83	0.00	0.00	0.00	0.00	77.91	161.44	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	4.5	0.021	3.63	0.00	66.90	214.84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5	7.0	0.014	4.36	0.00	0.00	76.29	179.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6	12.0	0.010	5.32	0.00	0.00	0.00	8.75	77.72	146.70	-	-	-	-	-	-	-	-
C7	9.5	0.013	4.52	0.00	0.00	0.00	77.14	172.39	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C8	14.5	0.010	5.28	0.00	0.00	0.00	0.00	7.92	77.78	147.63	-	-	-	-	-	-	-

C9	17.0	0.009	5.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.41	77.17	139.93	-	-	-	-	-	-
C10	19.5	0.008	5.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.96	76.44	133.92	-	-	-	-	-
C11	22.0	0.007	6.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.27	75.68	129.08	-	-	-	-
C12	24.5	0.007	6.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.78	74.94	125.10	-	-	-
C13	27.0	0.007	6.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.73	74.24	121.76	-	-
C14	32.0	0.006	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	72.99	72.99	116.45
Moyenne				0.00	8.68	43.17	38.72	33.59	44.48	34.82	39.77	46.88	57.69	66.45	97.37	72.99	116.45
Moy en %				0.00%	0.60%	3.00%	2.69%	2.33%	3.09%	2.42%	2.76%	3.26%	4.01%	4.61%	6.76%	5.07%	8.09%

Annexe 4.7 Pertes de tension par raccourcissement du béton pour la travée de rive

abscise	nombre de cable	ν' (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σb (Mpa)	Δσrac	%
Fin V2	**8**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	15.85919	15.552	4.6508213	12.053884	0.84%
Fin V3	**8**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	14.70593	15.552	4.863705	12.605631	0.88%
Fin V4	**8**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	12.20174	15.552	5.325961	13.803695	0.96%
Fin V5	**6**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	8.34882	11.664	4.1426039	10.736699	0.75%
Fin V6	**4**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	3.13528	7.776	3.40717	8.8306194	0.61%
Fin V7	**2**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	-3.42416	3.888	2.661314	6.8975284	0.48%

Annexe 4.8 Pertes de tension par raccourcissement du béton pour la travée centrale

abscise	nombre de cable	ν' (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σb (Mpa)	Δσrac	%
Axe clavage	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	46.10917	31.104	6.1360151	15.903173	1.10%
Fin V1	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	45.13564	31.104	6.3086469	16.350596	1.14%
Fin V2	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	42.83559	31.104	6.7165046	17.407672	1.21%
Fin V3	**14**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	39.18501	27.216	5.574802	14.448635	1.00%

Fin V4	**12**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	34.18794	23.328	5.0566205	13.105625	0.91%
Fin V5	**10**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	27.83393	19.44	4.3349471	11.235209	0.78%
Fin V6	**8**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	20.1281	15.552	3.8628103	10.011537	0.70%
Fin V7	**6**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	11.0866	11.664	3.8859791	10.071585	0.70%
Fin V8	**4**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	0.66327	7.776	3.8814509	10.059849	0.70%
Fin V9	**2**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	-11.10123	3.888	4.1342403	10.715022	0.74%

Annexe 4.9 Pertes de tension par raccourcissement du béton pour le demi fléau

abscise	nombre de cable	ν (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σb (Mpa)	Δσrac	%
Axe Vsp	**28**	1.44	0.225	1.215	15.0147	9.415	129.67509	54.432	0.6396945	1.6579445	0.12%
Fin Vsp	**28**	1.44	0.225	1.215	15.0147	9.415	115.37634	54.432	1.7967593	4.6567967	0.32%
Fin V01	**24**	1.07	0.225	0.845	10.32	7.3725	98.7944	46.656	1.4671696	3.802574	0.26%
Fin V02	**20**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	83.47923	38.88	1.020468	2.6448239	0.18%
Fin V03	**18**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	69.43083	34.992	1.4266033	3.6974353	0.26%
Fin V04	**14**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	56.6492	27.216	0.8735679	2.2640919	0.16%
Fin V05	**12**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	45.13435	23.328	1.0538441	2.7313272	0.19%
Fin V06	**10**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	34.88627	19.44	1.1211911	2.9058756	0.20%
Fin V07	**8**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	25.90496	15.552	1.0756091	2.7877371	0.19%
Fin V08	**6**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	18.19043	11.664	0.917097	2.3769094	0.17%
Fin V09	**4**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	11.74266	7.776	0.6456567	1.6733972	0.12%
Fin V10	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	6.56167	3.888	0.2612864	0.6771957	0.05%
Fin V11	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	2.64745	3.888	0.6102285	1.5815752	0.11%
Fin V12	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.3725	0	3.888	0.8462415	2.1932679	0.15%

Annexe 4.10 Pertes de tension par fluage pour le demi fléau

Axe Vsp	**28**	1.44	0.23	1.22	15.01	9.415	129.675	54.432	0.640	8.290	0.58%
Fin Vsp	**28**	1.44	0.23	1.22	15.01	9.415	115.376	54.432	1.797	23.284	1.62%
Fin V01	**24**	1.07	0.23	0.85	10.32	7.373	98.794	46.656	1.467	19.013	1.32%
Fin V02	**20**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	83.479	38.880	1.020	13.224	0.92%
Fin V03	**18**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	69.431	34.992	1.427	18.487	1.28%
Fin V04	**14**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	56.649	27.216	0.874	11.320	0.79%
Fin V05	**12**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	45.134	23.328	1.054	13.657	0.95%
Fin V06	**10**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	34.886	19.440	1.121	14.529	1.01%
Fin V07	**8**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	25.905	15.552	1.076	13.939	0.97%
Fin V08	**6**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	18.190	11.664	0.917	11.885	0.83%
Fin V09	**4**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	11.743	7.776	0.646	8.367	0.58%
Fin V10	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	6.562	3.888	0.261	3.386	0.24%
Fin V11	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	2.647	3.888	0.610	7.908	0.55%
Fin V12	**2**	1.07	0.15	0.92	10.32	7.373	0.000	3.888	0.846	10.966	0.76%

Annexe 4.11 Pertes de tension par fluage pour la travée de rive

abscise	N° de cable	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σb (Mpa)	Δσfl	%
Fin V2	**8**	2.13	0.225	1.91	10.32	7.373	15.85919	15.552	4.651	60.269	4.19%
Fin V3	**8**	2.13	0.225	1.91	10.32	7.373	14.70593	15.552	4.864	63.028	4.38%
Fin V4	**8**	2.13	0.225	1.91	10.32	7.373	12.20174	15.552	5.326	69.018	4.79%
Fin V5	**6**	2.13	0.225	1.91	10.32	7.373	8.34882	11.664	4.143	53.683	3.73%
Fin V6	**4**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.373	3.13528	7.776	3.407	44.153	3.07%
Fin V7	**2**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.373	-3.42416	3.888	2.661	34.488	2.39%

Annexe 4.12 Pertes de tension par fluage pour la travée centrale

abscise	N° de cable	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σb (Mpa)	Δσfl	%
Axe clavage	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	46.10917	31.104	6.136	79.516	5.52%
Fin V1	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	45.13564	31.104	6.309	81.753	5.68%
Fin V2	**16**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	42.83559	31.104	6.717	87.038	6.04%
Fin V3	**14**	2.13	0.3	1.83	10.32	7.3725	39.18501	27.216	5.575	72.243	5.02%
Fin V4	**12**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	34.18794	23.328	5.057	65.528	4.55%
Fin V5	**10**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	27.83393	19.440	4.335	56.176	3.90%
Fin V6	**8**	2.13	0.225	1.905	10.32	7.3725	20.1281	15.552	3.863	50.058	3.48%
Fin V7	**6**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	11.0866	11.664	3.886	50.358	3.50%
Fin V8	**4**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	0.66327	7.776	3.881	50.299	3.49%
Fin V9	**2**	2.13	0.15	1.98	10.32	7.3725	-11.10123	3.888	4.134	53.575	3.72%

Annexe 4.13 Pertes de tension par relaxation des aciers pour le demi fléau

abscise	N° de cable	μ	μ_0	σ_{pi}	$\Delta\sigma_p$	%
Axe Vsp	**28**	0.70	0.43	1307.43	53.52	3.72%
Fin Vsp	**28**	0.77	0.43	1425.70	71.96	5.00%
Fin V01	**24**	0.75	0.43	1388.23	65.88	4.57%
Fin V02	**20**	0.75	0.43	1394.33	66.85	4.64%
Fin V03	**18**	0.75	0.43	1398.09	67.46	4.68%
Fin V04	**14**	0.74	0.43	1378.07	64.27	4.46%
Fin V05	**12**	0.74	0.43	1371.49	63.23	4.39%
Fin V06	**10**	0.73	0.43	1362.52	61.83	4.29%
Fin V07	**8**	0.73	0.43	1350.15	59.92	4.16%
Fin V08	**6**	0.72	0.43	1331.86	57.15	3.97%

Fin V09	**4**	0.71	0.43	1318.71	55.19	3.83%
Fin V10	**2**	0.68	0.43	1268.91	48.00	3.33%
Fin V11	**2**	0.71	0.43	1316.76	54.90	3.81%
Fin V12	**2**	0.67	0.43	1243.69	44.52	3.09%

Annexe 4.14 Pertes de tension par relaxation des aciers pour la travée de rive

abscise	N° de cable	μ	μ_0	σ_{pi}	$\Delta\sigma_p$	%
Fin V02	**20**	0.72	0.43	1343.00	58.83	4.09%
Fin V03	**18**	0.71	0.43	1329.52	56.80	3.94%
Fin V04	**14**	0.70	0.43	1293.59	51.51	3.58%
Fin V05	**12**	0.70	0.43	1293.44	51.49	3.58%
Fin V06	**10**	0.70	0.43	1297.93	52.14	3.62%
Fin V07	**8**	0.70	0.43	1295.21	51.75	3.59%

Annexe 4.15 Pertes de tension par relaxation des aciers pour la travée centrale

abscise	N° de cable	μ	μ_0	σ_{pi}	$\Delta\sigma_p$	%
Axe clavage	**28**	0.70	0.43	1300.57	52.52	3.65%
Fin V1	**28**	0.70	0.43	1303.03	52.88	3.67%
Fin V2	**24**	0.70	0.43	1301.30	52.63	3.65%
Fin V3	**20**	0.71	0.43	1314.13	54.51	3.79%
Fin V4	**18**	0.71	0.43	1323.51	55.90	3.88%
Fin V5	**14**	0.72	0.43	1333.80	57.44	3.99%
Fin V6	**12**	0.72	0.43	1337.37	57.98	4.03%
Fin V7	**10**	0.72	0.43	1331.66	57.12	3.97%
Fin V8	**8**	0.71	0.43	1325.50	56.20	3.90%

Annexe 4.16 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

	abscise	nombre de cable	ν (m)	ν' (m)	e (m)	I (m4)	B (m2)	M (MN.m)	P(MN)	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
Axe Vsp	0	28	1.44	1.76	1.215	15.0147	9.415	129.67509	61.6896	4.187075	16.760616
Fin Vsp	2	28	1.44	1.76	1.215	15.0147	9.415	115.37634	61.6896	5.558411	15.084539
Fin V01	4.5	24	1.07	2.13	0.845	10.32	7.3725	98.7944	52.8768	2.063613	23.233327
Fin V02	7	20	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	83.47923	44.064	1.9430334	19.278344
Fin V03	9.5	18	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	69.43083	39.6576	2.3397679	16.173958
Fin V04	12	14	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	56.6492	30.8448	1.5453268	13.126165
Fin V05	14.5	12	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	45.13435	26.4384	1.6793773	10.544692
Fin V06	17	10	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	34.88627	22.032	1.6820864	8.2246737
Fin V07	19.5	8	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	25.90496	17.6256	1.553454	6.1661111
Fin V08	22	6	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	18.19043	13.2192	1.2934791	4.369006
Fin V09	24.5	4	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	11.74266	8.8128	0.9021638	2.8333543
Fin V10	27	2	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	6.56167	4.4064	0.3795059	1.5591601
Fin V11	29.5	2	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	2.64745	4.4064	0.7853408	0.7512833
Fin V12	32	2	1.07	2.13	0.92	10.32	7.3725	0	4.4064	1.0598341	0.204862

Annexe 4.17 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de service état à vide

	x (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables cont	PF	PC	B (m2)	I (m4)	ν (m)	ν' (m)	ef	ec	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
Début V1	0	0.0105	**0**	**2**	0	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	0	0.5717216	0.5673873
FIN V1	2.5	5.92028	**0**	**4**	0	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.98	0.0288886	3.3491734
FIN V2	5	10.45371	**0**	**6**	0	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.98	0.2064551	4.6990404
FIN V3	7.5	13.62683	**0**	**6**	0	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.905	0.6334083	3.8491241

Fin Clvg C1-P1	8	14.09984	**2**	**6**	4.4064	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.7004475	3.512474
Fin V4	10.5	15.65349	**2**	**8**	4.4064	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.6017163	5.412354
Fin V5	13	15.85919	**2**	**8**	4.4064	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.6230437	5.3698985
Fin V6	15.5	14.70593	**4**	**8**	8.8128	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	2.5214677	5.368903
Fin V7	18	12.20174	**6**	**8**	13.2192	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	3.2798243	5.6467331
Fin V8	20.5	8.34882	**8**	**6**	17.6256	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	4.1581587	3.9823886
Fin V9	23	3.13528	**10**	**4**	22.032	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	4.8301162	2.7288692
Fin V10	25.5	-3.42416	**12**	**2**	26.4384	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	5.4604851	1.5581382
Fin V11	28	-11.3304	**14**	**2**	30.8448	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	5.6587423	2.9509325
Fin V12	30.5	-20.5897	**18**	**0**	39.6576	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	7.0271783	2.0984211
Fin V13	33	-31.2071	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	6.9443408	4.050778
Fin V14	35.5	-43.1753	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	7.328263	6.8614333
Fin V15	38	-56.4931	**28**	**0**	61.6896	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	1.215	2.13	10.281468	4.5575351
Début VSP1	38	-56.4931	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	8.3226623	4.3884519
Axe VSP1	40	-68.2335	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	7.1966951	5.7646342
Fin VSP1	42	-54.4983	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	8.5139747	4.1546257
Finv16	44.5	-38.6766	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	7.7947053	5.9329081
Finv17	47	-24.2103	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	7.6697852	2.6066689
Finv18	49.5	-11.0965	**18**	**2**	39.6576	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	7.7189824	2.4246187
Finv19	52	0.66614	**14**	**4**	30.8448	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.6101033	2.7604421
Finv20	54.5	11.07166	**12**	**6**	26.4384	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.3785043	3.13736
Finv21	57	20.12686	**10**	**8**	22.032	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	6.1375109	3.532979
Finv22	59.5	27.8341	**8**	**10**	17.6256	20.9952	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	5.6588008	4.4018098
Finv23	62	34.18717	**6**	**12**	13.2192	25.19424	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	5.0396874	5.5501349
Finv24	64.5	39.19127	**4**	**14**	8.8128	29.39328	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	4.5092768	6.5218834
Finv25	67	42.83724	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.6421378	8.1639417

Finv26	69.5	45.1392	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.88081	7.6888279
Finv27	72	46.10917	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.9813786	7.4886306
Fin Clvg P1-P2	73	46.08604	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.9789804	7.4934045
Fin V28	75.5	45.13564	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.8804409	7.6895626
Fin V29	78	42.83559	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	3.6419667	8.1642822
Fin V30	80.5	39.18501	**4**	**14**	8.8128	29.39328	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	4.5086277	6.5231754
Fin V31	83	34.18794	**6**	**12**	13.2192	25.19424	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	5.0397672	5.549976
Fin V32	85.5	27.83393	**8**	**10**	17.6256	20.9952	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	5.6587831	4.4018449
Fin V33	88	20.1281	**10**	**8**	22.032	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	6.1376395	3.5327231
Fin V34	90.5	11.0866	**12**	**6**	26.4384	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.3800533	3.1342765
Fin V35	93	0.66327	**14**	**4**	30.8448	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.6098058	2.7610344
Fin V36	95.5	-11.1012	**18**	**2**	39.6576	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	7.7184992	2.4255805
Fin V37	98	-24.2103	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	7.6697842	2.606671
Fin V38	100.5	-38.6749	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	7.7948722	5.9325758
Fin V39	103	-54.4945	**28**	**0**	61.6896	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	1.215	2.13	10.488687	4.1450333
Début VSP2	103	-54.4945	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	8.5143401	4.1541791
AXE VSP2	105	-68.2296	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	7.1970643	5.7641829

Annexe 4.18 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de service état en charge (combinaison à l'ELU 1.3G + D240)

	x (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables cont	PF	PC	B (m2)	I (m4)	ν (m)	ν' (m)	ef	ec	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
Début V1	0	0.01417	**0**	**2**	0	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	0	0.57247905	0.5666298
FIN V1	2.5	6.82603	**0**	**4**	0	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.98	0.12279875	3.1622308
FIN V2	5	11.77981	**0**	**6**	0	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.98	0.34394799	4.4253395
FIN V3	7.5	14.89718	**0**	**6**	0	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0	1.905	0.76512094	3.5869298

Fin Clvg C1-P1	8	15.30247	**2**	**6**	4.4064	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.82513876	3.2642568
Fin V4	10.5	16.23355	**2**	**8**	4.4064	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.66185815	5.2926323
Fin V5	13	15.34333	**2**	**8**	4.4064	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	1.56955821	5.4763696
Fin V6	15.5	12.62165	**4**	**8**	8.8128	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	2.30536499	5.7990887
Fin V7	18	8.07464	**6**	**8**	13.2192	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	2.8519176	6.4985473
Fin V8	20.5	1.70686	**8**	**6**	17.6256	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	3.46950583	5.3532583
Fin V9	23	-6.49777	**10**	**4**	22.032	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	3.83134063	4.7170859
Fin V10	25.5	-16.5193	**12**	**2**	26.4384	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	4.10274633	4.2609266
Fin V11	28	-28.3591	**14**	**2**	30.8448	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	3.89316561	6.4655852
Fin V12	30.5	-42.0255	**18**	**0**	39.6576	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	4.80466494	6.5226767
Fin V13	33	-57.5253	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	4.21560747	9.4827424
Fin V14	35.5	-74.8488	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	4.04429203	13.398684
Fin V15	38	-93.9941	**28**	**0**	61.6896	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	1.215	2.13	6.39328819	12.297557
Début VSP1	38	-93.9941	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	4.72609577	8.7842555
Axe VSP1	40	-110.776	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	3.11656367	10.751461
Fin VSP1	42	-88.9699	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	5.20794676	8.1953265
Finv16	44.5	-63.5301	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	5.21783734	11.062561
Finv17	47	-39.9200	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	6.04096422	5.8490883
Finv18	49.5	-18.1352	**18**	**2**	39.6576	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.98920196	3.8773592
Finv19	52	-0.82683	**14**	**4**	30.8448	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.45530896	3.0685841
Finv20	54.5	-19.9580	**12**	**6**	26.4384	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	3.16127456	9.541752
Finv21	57	-36.2686	**10**	**8**	22.032	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	0.29029785	15.172758
Finv22	59.5	50.76205	**8**	**10**	17.6256	20.9952	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	8.0360204	-0.330412
Finv23	62	63.42025	**6**	**12**	13.2192	25.19424	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	8.07063656	-0.483437
Finv24	64.5	74.01749	**4**	**14**	8.8128	29.39328	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.12013485	-0.666086

Finv25	67	81.82537	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	7.68451173	0.116973
Finv26	69.5	86.74048	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.19412101	-0.897483
Finv27	72	88.7356	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.40097938	-1.309266
Fin Clvg P1-P2	73	88.70338	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.39763874	-1.302616
Fin V28	75.5	86.59087	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.17860912	-0.866604
Fin V29	78	81.56946	**2**	**16**	4.4064	33.59232	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	7.65797843	0.1697916
Fin V30	80.5	73.64482	**4**	**14**	8.8128	29.39328	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.83	8.08149562	-0.589169
Fin V31	83	63.03012	**6**	**12**	13.2192	25.19424	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	8.03018704	-0.402916
Fin V32	85.5	50.427	**8**	**10**	17.6256	20.9952	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	8.00128168	-0.26126
Fin V33	88	35.99705	**10**	**8**	22.032	16.79616	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.905	7.78296663	0.2574456
Fin V34	90.5	19.74115	**12**	**6**	26.4384	12.59712	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	7.27737586	1.3480176
Fin V35	93	1.67091	**14**	**4**	30.8448	8.39808	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.71428006	2.5530622
Fin V36	95.5	-18.2326	**18**	**2**	39.6576	4.19904	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	1.98	6.97909917	3.8974704
Fin V37	98	-39.9504	**20**	**0**	44.064	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.92	2.13	6.03781747	5.8553524
Fin V38	100.5	-63.4977	**24**	**0**	52.8768	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	0.845	2.13	5.22119042	11.055886
Fin V39	103	-88.8740	**28**	**0**	61.6896	0	7.3725	10.32	1.07	2.13	1.215	2.13	6.92414816	11.240798
Début VSP2	103	-88.8740	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	5.21714127	8.1840888
AXE VSP2	105	-110.632	**28**	**0**	61.6896	0	9.415	15.0147	1.44	1.76	1.215	1.76	3.1304125	10.734535

Annexe 4.19 Les sollicitations dû au poids propre appliqué sur la culée.

	Désignation	**Poids(KN)**	**F_H=k_H.P**	**F_V=(1+kv)p**	**H**	**V**	**M_r=F_H.V**	**M_s=F_V.H**
mur frontal	statique	1818,9	0	1818,9	2	3,41	0	3637,8
	v+h	1818,9	545,67	1982,601	2	3,41	1860,7347	3965,202
	h	1818,9	545,67	1818,9	2	3,41	1860,7347	3637,8
	v-h	1818,9	545,67	1655,199	2	3,41	1860,7347	3310,398
mur garde greve	statique	593,4	0	593,4	2,75	6,66	0	1631,85
	v+h	593,4	178,02	646,806	2,75	6,66	1185,6132	1778,7165
	h	593,4	178,02	593,4	2,75	6,66	1185,6132	1631,85
	v-h	593,4	178,02	539,994	2,75	6,66	1185,6132	1484,9835
mur en retour	statique	460	0	460	5,13	6,05	0	2359,8
	v+h	460	138	501,4	5,13	6,05	834,9	2572,182
	h	460	138	460	5,13	6,05	834,9	2359,8
	v-h	460	138	418,6	5,13	6,05	834,9	2147,418
dalle de tran	statique	360	0	360	5,02	7,69	0	1807,2
	v+h	360	108	392,4	5,02	7,69	830,52	1969,848
	h	360	108	360	5,02	7,69	830,52	1807,2
	v-h	360	108	327,6	5,02	7,69	830,52	1644,552
corbeau	statique	72	0	72	3,18	7,31	0	228,96
	v+h	72	21,6	78,48	3,18	7,31	157,896	249,5664
	h	72	21,6	72	3,18	7,31	157,896	228,96
	v-h	72	21,6	65,52	3,18	7,31	157,896	208,3536
semelle	statique	3960	0	3960	3	1	0	11880
	v+h	3960	1188	4316,4	3	1	1188	12949,2

	h	3960	1188	3960	3	1	1188	11880
	v-h	3960	1188	3603,6	3	1	1188	10810,8
Poids des terres sur la semelle	statique	4290	0	4290	4,5	4,71	0	19305
	v+h	4290	1287	4676,1	4,5	4,71	6061,77	21042,45
	h	4290	1287	4290	4,5	4,71	6061,77	19305
	v-h	4290	1287	3903,9	4,5	4,71	6061,77	17567,55
Poids des terres sur la dalle	statique	480	0	480	5,18	8,16	0	2486,4
	v+h	480	144	523,2	5,18	8,16	1175,04	2710,176
	h	480	144	480	5,18	8,16	1175,04	2486,4
	v-h	480	144	436,8	5,18	8,16	1175,04	2262,624
dés dapp	statique	10,5	0	10,5	1,56	4,92	0	16,38
	v+h	10,5	3,15	11,445	1,56	4,92	15,498	17,8542
	h	10,5	3,15	10,5	1,56	4,92	15,498	16,38
	v-h	10,5	3,15	9,555	1,56	4,92	15,498	14,9058

Annexe 4.20 Poussée dues aux terres et surcharge

sollicitations		Condition sismique	Efforts (KN)	Bras de levier V	$M_r=F_H.V$
Poussées des terres	Sur le murfronta mur garde grèv	statique	1673,1	4,17	6976,827
		v+h	2984,202	4,17	12444,12234
		h	2889,9	4,17	12050,883
		v-h	2768,22	4,17	11543,4774
	Sur la semelle	statique	1306,8	0,96	1254,528
		v+h	2138,4	0,96	2052,864
		h	2257,2	0,96	2166,912
		v-h	2376	0,96	2280,96
Poussées des surcharges	Sur le murfronta mur garde grèv	statique	257,4	5,25	1351,35
		v+h	459,108	5,25	2410,317
		h	444,6	5,25	2334,15
		v-h	425,88	5,25	2235,87
	Sur la semelle	statique	87,12	1	87,12
		v+h	142,56	1	142,56
		h	150,48	1	150,48
		v-h	158,4	1	158,4

Annexe 4.21 Les sollicitations du au poids propre du tablier et surcharges

	Désignation	Poids(KN)	$F_H=k_H.P$	$F_V=(1+kv)p$	H	V	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
G tablier	statique	2621,6	0	2621,6	1,56	4,92	0	4089,696
	v+h	2621,6	786,48	2857,544	1,56	4,92	3869,4816	4457,76864

	h	2621,6	786,48	2621,6	1,56	4,92	3869,4816	4089,696
	v-h	2621,6	786,48	2385,656	1,56	4,92	3869,4816	3721,62336
A(l)	statique	1550,2	0	1550,2	1,56	4,92	0	2418,312
	v+h	1550,2	465,06	1689,718	1,56	4,92	2288,0952	2635,96008
	h	1550,2	465,06	1550,2	1,56	4,92	2288,0952	2418,312
	v-h	1550,2	465,06	1410,682	1,56	4,92	2288,0952	2200,66392
Bc	statique	1377	0	1377	1,56	4,92	0	2148,12
	v+h	1377	413,1	1500,93	1,56	4,92	2032,452	2341,4508
	h	1377	413,1	1377	1,56	4,92	2032,452	2148,12
	v-h	1377	413,1	1253,07	1,56	4,92	2032,452	1954,7892
Mc120	statique	893,8	0	893,8	1,56	4,92	0	1394,328
	v+h	893,8	268,14	974,242	1,56	4,92	1319,2488	1519,81752
	h	893,8	268,14	893,8	1,56	4,92	1319,2488	1394,328
	v-h	893,8	268,14	813,358	1,56	4,92	1319,2488	1268,83848
D240	statique	1733,1	0	1733,1	1,56	4,92	0	2703,636
	v+h	1733,1	519,93	1889,079	1,56	4,92	2558,0556	2946,96324
	h	1733,1	519,93	1733,1	1,56	4,92	2558,0556	2703,636
	v-h	1733,1	519,93	1577,121	1,56	4,92	2558,0556	2460,30876
Freinage A(l)	statique	/	248,8	/	1,56	4,92	1224,096	/
Freinage Bc	statique	/	285	/	1,56	4,92	1402,2	/

ANNEXE 5

FERRAILLAGE

FERRAILLAGE DE LA CULEE

❖ **Mur frontal**

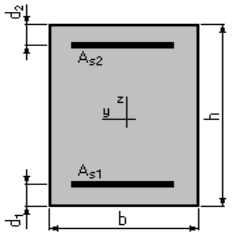
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	542,09	194,28
2.	ELS	403,58	144,14

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 542,09 (kN) M = 194,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 39,57 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 169,9 (cm)
Bras de levier: Z = 127,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,52 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 103,6 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 403,58 (kN) M = 144,14 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 40,92
Position de l'axe neutre: y = 197,9 (cm)
Bras de levier: Z = 129,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 5,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ **Mur garde grève**

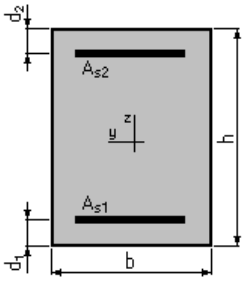
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (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)	221,93	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	165,76	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,6 (cm2)		
théorique	ρ = N/A		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 221,93 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 42,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,47	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 165,76 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 12,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 40,8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 6,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ **Dale de transition**

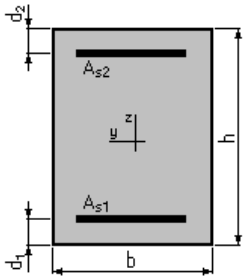
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	82,43	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	62,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 11,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,45 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 82,43 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,89 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 62,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 7,6 (cm)
Bras de levier: Z = 22,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ **Mur en retour**

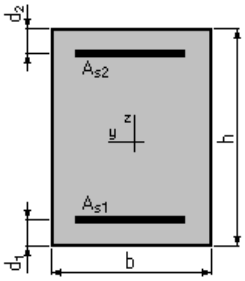
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	8,86	-188,50
Etat **L**imite de **S**ervice	6,53	-140,17
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 3,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 17,9 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,62 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 8,86 (kN*m)** **M_{min} = -188,50 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 32,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,12	(‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 78,5 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 6,53 (kN*m)** **M_{min} = -140,17 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,0 (cm)
Bras de levier: Z = 31,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 63,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

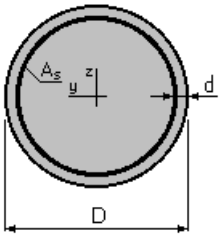
FERRAILLAGE DU PIEUX
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

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

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

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	3925,71	-203,96	0,00
2.	ELS	2929,38	-142,67	0,00
3.	ELA	8860,14	3582,85	-4686,59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 175,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,55 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 3925,71 (kN) M_y = -203,96 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,51 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 136,7 (cm)

Bras de levier: Z = 57,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,21 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 2929,38 (kN) M_y = -142,67 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,71

Position de l'axe neutre: y = 267,8 (cm)

Bras de levier: Z = 59,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 39,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 8860,14 (kN) M_y = 3582,85 (kN*m) M_z = -4686,59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 55,9 (cm)

Bras de levier: Z = 88,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3,69 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)