

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Departement de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des structures

**Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil**

Thème :
Conception et étude d'un pont : pénétrante de
Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

GHOUMRASSI Mohamed El Amine

BABAHAMMOU Aissa Amine

Sous la direction de :

Mme H. MOHABEDDINE

Mme. D. CHERID

Présenté et soutenu publiquement le (07/07/2019)

Composition du Jury :

Président M. N. BOURAHLA, Pr, ENP.

Promotrice Mme. H. MOHABEDDINE, MCB, ENP.

Promotrice Mme. D. CHERID, MCB, ENP.

Examineur M. S. LAKEHAL, MAA, ENP.

Examineur M. A. DJERIR Ingénieur Expert.

ENP 2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Departement de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des structures

Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème :
Conception et étude d'un pont : pénétrante de
Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

GHOUMRASSI Mohamed El Amine

BABAHAMMOU Aissa Amine

Sous la direction de :

Mme H. MOHABEDDINE

Mme. D. CHERID

Présenté et soutenu publiquement le (07/07/2019)

Composition du Jury :

Président M. N. BOURAHLA, Pr, ENP.

Promotrice Mme. H. MOHABEDDINE, MCB, ENP.

Promotrice Mme. D. CHERID, MCB, ENP.

Examineur M. S. LAKEHAL, MAA, ENP.

Examineur M. A. DJERIR Ingénieur Expert.

ENP 2019

REMERCIEMENT

On remercie tout d'abord Dieu le tout puissant d'avoir guidé notre chemin, et de nous avoir donné le courage et la motivation pour mener à bien ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre chères encadreuses Mme H. MOHABEDDINE et Mme D. CHERID. A, pour tous les efforts aménagés et le suivi minutieux dont elles ont fait preuve tout au long de cette période.

Nos remerciements et tous les Appréciations s'adressent, à nos enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Ainsi que tout le personnel de notre école ENP, qui ont contribué à notre formation.

On voudra enfin remercier nos familles, nos amis et toute personne qui nous a aidée de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce travail à

**Mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie et à qui je dois ma réussite.*

**A mes chers frères Abd ElAziz, Billel et Abd ElSalem.*

**A mon meilleur ami d'enfance et de jeunesse KADEM Anis ainsi que sa famille.*

**A mes amis Fella, Imène, Anis et Zoubir.*

**A mon binôme Babahammou Aïssa Amine.*

**A tous mes profs de l'ENP qui m'ont soutenu.*

**A toute ma promotion 2018-2019*

GHOUMRASSI Mohamed ElAmine.

Dédicaces

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir
ce travail.*

*Je dédie ce travail En premier lieu à mes parents qui ont consentis
beaucoup de sacrifices Pour me permettre de réaliser mes objectifs.
A mes frères Nacer, Abdou et mes sœurs.*

*A mes cousins et à mes oncles en particulier mon oncle Omar et
Noureddine.*

*A mon binôme GHOUMRASSI Mohammed EL Amine et toute sa
famille.*

*A mes amis : Saïd, Elhadi, Toufik, Anis, Hamza, Chahro, Ferhat, Issam
Tarek, khaled, Raouf et Iméne.*

A Tous mes collègues agréables de l'ENP et l'EPSTA

A toute ma famille

BABAHAMMOU Aïssa Amine

الملخص

يهدف هذا العمل الى تصميم ودراسة جسر على مستوى مدينة الجبالية الرابط بين مدينة تيزي وزو بالطريق السريع شرق غرب. الجسري عبر طريق سريع. طول سطح الجسر 64 م وعرض 21.3 م.

نقترح في تصميمنا للمنشأ ثلاث اقتراحات وهم عبارة عن: جسر مركب مزدوج العوارض وجسر مبني باستعمال عارضات من الخرسانة مسبقة الاجهاد وجسر من نوع باوسترينغ. لكل اقتراح نقوم بتصميم خاص به. تم رسم مختلف المساقط. والمخططات بواسطة برنامج اوتوكاد 2016

نقوم بحساب مختلف القوى باستعمال برنامج اوتودسك روبوت للجسر المبني باستعمال عارضات من الخرسانة مسبقة الاجهاد وسي اس اي بريدج للجسر من نوع مركب مزدوج العوارض

بعد ذلك، نقوم بإجراء دراسة مقارنة تقنية واقتصادية للمشروع نفسه، بين الاقتراحات الممكن انجازها وهم، الأول هو جسر خرساني مسبق الإجهاد والثاني عبارة عن جسر مركب ذي عوارض مزدوجة.

في النهاية، نختار الاقتراح الأفضل تقنياً واقتصادياً ونقوم بدراسة البنية التحتية

الكلمات مفتاحية: البنية التحتية، خرسانة مسبقة الاجهاد، العارضة المزدوجة، سطح الجسر

Abstract :

This work involves the design and study of a road bridge at Djebahia, which connects the city of Tizi-Ouzou to the East-West Highway. The bridge crosses a highway. The structure has a length of 64 m and a width of 21.3 m.

In our design, we offer three variants: multi-beam post-tensioning bridge, double Girder Bridge, bow-string Bridge. For each variant a pre-dimensioning was done.

After the numerical computation of the solicitations for the retained variants viaduct with prestressed concrete and the mixed dual girder, CSI Bridge for the variant double girder, and Autodesk Robot for viaduct with prestressed concrete. Followed by a comparative technical-economic study, between the two variants, one chooses the appropriate variant. And we will finish with a study of the infrastructure.

Keyword (s): Viaduct, Infrastructure, Prestressed Concrete, Dual girder, Bridge Deck, beam

Résumé :

Ce travail consiste à la conception et l'étude d'un pont routier au niveau de Djebahia, qui relie la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest. Le pont franchit une autoroute. L'ouvrage à une longueur de 64 m et une largeur de 21,3 m.

Dans notre conception, nous proposons trois variantes : pont à poutres multiples en précontrainte par post tension, pont mixte bipoutre, pont bow-string. Pour chaque variante un pré dimensionnement a été fait.

Après le calcul numérique des sollicitations pour les variantes retenues VIPP et bipoutres à l'aide des deux logiciel CSI bridge pour la variante bipoutre, et Autodesk Robot pour VIPP. Suivie d'une étude comparative technico-économique, entre les deux variantes, on choisit la variante adéquate. Et on terminera par une étude de l'infrastructure.

Mots clés : pont, infrastructure, béton précontrainte, mixte bipoutre, Tablier, Superstructure.

TABLES DES MATIERES

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE	17
I PRESENTATION DE L'OUVRAGE	19
I.1) - INTRODUCTION.....	19
I.2) - PRESENTATION DU PROJETDU PROJET	19
I.3) - CARACTERISTIQUES NATURELLES DU SITE	19
I.3.1) - TOPOGRAPHIE DU TERRAIN NATUREL	19
I.3.2) - DONNEES SISMOLOGIQUES.....	19
I.4) - DONNEES FONCTIONNELLES	20
I.4.1) - TRACE EN PLAN.....	20
I.4.2) - PROFIL EN LONG.....	20
I.4.3) - PROFIL EN TRAVERS.....	20
I.4.4) - CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.....	20
I.5) - CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	20
I.6) - PRESENTATION DE VARIANTES	21
I.7) - CONCLUSION	21
II CONCEPTION GENERALE	23
II.1) - INTRODUCTION.....	23
II.2) - PREMIERE VARIANTE : PONT MIXTE BIPOUTRE	23
II.2.1) - IMPLANTATION DES APPUIS.....	24
II.2.2) - PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	24
II.2.2.1) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE	24
II.2.2.2) - NOMBRE DE POUTRES.....	25
II.2.2.3) - PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES	25
II.2.2.4) - PREDIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE	26
II.2.3) - CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER.....	27
II.2.4) - LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE METALLIQUE	27
II.3) - VARIANTE 2 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES DU TYPE VIPP »	27
II.3.1) - IMPLANTATION DES APPUIS.....	28
II.3.2) - PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	28
II.3.2.1) - ÉLANCEMENT.....	28
II.3.2.2) - ÉPAISSEUR DE L'HOUDIS	29
II.3.2.3) - ENTRAXE DES POUTRES.....	29

II.3.2.4) -	NOMBRE DES POUTRES	29
II.3.2.5) -	LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION	29
II.3.2.6) -	EPAISSEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION.....	29
II.3.2.7) -	LARGEUR DU TALON.....	29
II.3.2.8) -	EPAISSEUR DU TALON	29
II.3.2.9) -	EPAISSEUR DE L'AME.....	29
II.4) -	VARIANTE 3 : PONT MIXTE TYPE BOW-STRING	31
II.4.1) -	ELEMENTS CONSTITUANTS UN PONT BOW-STRING :	31
II.4.1.1) -	TABLIER.....	31
II.4.1.2) -	ARC	32
II.4.1.3) -	SUSPENTES	32
II.4.2) -	IMPLANTATION DES APPUIS.....	33
II.4.3) -	PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER :	33
II.4.3.1) -	PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE :	33
II.4.3.2) -	PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES :	33
II.4.3.3) -	PREDIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT :	34
II.4.3.4) -	PREDIMENSIONNEMENT DES ARCS :	34
II.5) -	CONCLUSION :	35
III	CHARGES ET SOLLICITATIONS	37
III.1) -	INTRODUCTION	37
III.2) -	CALCULS DES CHARGES.....	37
III.2.1) -	CHARGES PERMANENTES	37
III.2.1.1) -	POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE PORTEUSE DE LA PREMIERE VARIANTE (MIXTE BIPOUTRE) 38	
III.2.1.2) -	POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE PORTEUSE DE LA DEUXIEME VARIANTE (POUTRES PRECONTRAINTES)	39
III.2.1.3) -	POIDS TOTAL DES ELEMENTS NON PORTEUR (COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES CCP).....	40
III.3) -	CALCUL DES SURCHARGES (CHARGE DE TRAFIC).....	41
III.3.1) -	CARACTERISTIQUES DU PONT	41
III.3.2) -	CHARGES D'EXPLOITATION.....	42
III.4) -	CONCLUSION :	43
III.5) -	CALCUL DES SOLLICITATIONS	43
III.5.1) -	COMBINAISONS DES ACTIONS :	43
III.5.2) -	MODELISATION DU PONT.....	44
III.5.2.1) -	PREMIERE VARIANTE : PONT A POUTRES VIPP	44
III.5.2.2) -	DEUXIEME VARIANTE : PONT BIPOUTRES.....	46

III.6) - CONCLUSION	48
IV ETUDE DU TABLIER VARIANTE MIXTE BIPOUTRE	50
IV.1) - INTRODUCTION	50
IV.2) - VERIFICATION EN PHASE 1 (PHASE COULAGE).....	50
IV.2.1) - CARACTERISTIQUES DE LA SECTION METALLIQUE	50
IV.2.1.1) - CLASSE DE RESISTANCE DE LA POUTRE	50
IV.2.1.2) - CLASSE DE LA SEMELLE.....	51
IV.2.1.3) - CLASSE DE L'AME.....	51
IV.2.1.4) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	51
IV.2.2) - VERIFICATION VIS-A-VIS DU MOMENT FLECHISSANT	51
IV.2.3) - VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT DE L'AME	52
IV.2.4) - INTERACTION MOMENT – EFFORT TRANCHANT	52
IV.2.5) - VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE 1	52
IV.2.6) - VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES AU DEVERSEMENT	53
IV.2.7) - LA VERIFICATION AU VOILEMENT	55
IV.2.8) - Conclusion :	56
IV.3) - VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE.....	56
IV.3.1) - FERRAILLAGE DE LA DALLE	56
IV.3.2) - ETUDE DE LA SECTION MIXTE.....	58
IV.3.2.1) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION MIXTE	58
IV.3.2.2) - VERIFICATION DE LA SECTION MIXTE.....	61
IV.3.3) - CONCLUSION	65
IV.4) - VERIFICATION DES ENTRETOISES	65
IV.4.1) - VERIFICATION VIS-A-VIS DU MOMENT FLECHISSANT	65
IV.4.2) - VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.....	66
IV.4.3) - VERIFICATION AU CISAILLEMENT	66
IV.5) - CALCUL DES CONNECTEURS [15].....	66
IV.5.1) - EFFORT DE CISAILLEMENT DANS LA JONCTION ACIER-BETON	67
IV.5.2) - LE NOMBRE DE GOUJONS	67
IV.5.3) - ESPACEMENT DES GOUJONS.....	67
IV.6) - DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER MIXTE BIPOUTRE	67
IV.7) - CONCLUSION	68
V ETUDE DU TABLIER VARIANTE VIPP	70
V.1) - ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	70
V.1.1) - INTRODUCTION	70
V.1.2) - PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE.....	70

V.1.3) - PRECONTRAINTE PAR POST TENSION	70
V.1.4) - TYPE DES CABLES UTILISES	71
V.1.5) - DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	71
V.1.6) - DONNES ET HYPOTHESE DE CALCUL	71
V.1.6.1) - CLASSE DE PRECONTRAINTE.....	71
V.1.6.2) - LES EFFORTS INTERNES.....	72
V.1.6.3) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS.....	72
V.1.7) - FORCE DE PRECONTRAINTE.....	73
V.1.8) - NOMBRE DES CABLES	74
V.1.9) - VERIFICATION DES CONTRAINTES	75
V.1.10) - VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE DE LA PRECONTRAINTE	76
V.1.11) - POSITION DES CABLES	77
V.1.11.1) - POSITION DES CABLES SUR APPUI.....	77
V.1.11.2) - POSITION DES CABLES A MI- TRAVEE	77
V.1.11.3) - FONCTION ET ALLURE DES CABLES.....	78
V.1.12) - CALCUL DES PERTES.....	78
V.1.12.1) - LES PERTES INSTANTANEEES	79
V.1.12.2) - PERTES DIFFEREES	79
V.1.13) - VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	80
V.1.13.1) - VERIFICATION DE LA CONTRAINTE NORMALE	81
V.1.14) - JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	83
V.1.15) - CONCLUSION	85
V.2) - ETUDE DE L'HOURLDIS	85
V.2.1) - METHODOLOGIE DE CALCUL	85
V.3) - DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER DE LA VARIANTE POUTRES PRECONTRAINTES	86
V.4) - CONCLUSION	87
VI ETUDE SISMIQUE	90
VI.1) - INTRODUCTION	90
VI.2) - IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE	90
VI.3) - ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	90
VI.4) - SEISME LONGITUDINAL.....	91
VI.4.1) - LA PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME.....	91
VI.4.2) - LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME	91
VI.4.2.1) - RAIDEUR DE LA CULEE	92
VI.4.2.2) - RAIDEUR DE LA PILE.....	92

VI.4.2.3) - RAIDEUR TOTALE	93
VI.4.3) - SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SaT, ξ	93
VI.4.4) - REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE	94
VI.4.5) - CALCUL DES DEPLACEMENTS	94
VI.4.6) - MOMENT D'ENCASTREMENT AU BAS DE LA PILE	94
VI.5) - SEISME TRANSVERSAL	95
VI.6) - SEISME VERTIVAL	95
VI.7) - COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	95
VI.8) - CONCLUSION :	96
VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	98
VII.1) - EQUIPEMENTS	98
VII.1.1) - APPAREILS D'APPUIS	98
VII.1.1.1) - DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI.....	98
VII.1.2) - DE D'APPUIS	98
VII.1.2.1) - DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUIS.....	98
VII.1.2.2) - FERRAILLAGE DU DE D'APPUIS	99
VII.1.3) - JOINTS DE CHAUSSEES.....	99
VII.1.3.1) - CALCUL DU SOUFFLE DES JOINTS	99
VII.2) - ETUDE DE LA CULEE	100
VII.2.1) - INTRODUCTION	100
VII.2.2) - CHOIX DE CULEES	100
VII.2.3) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	100
VII.2.4) - VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE.....	101
VII.2.4.1) - EVALUATION DES EFFORTS DUS AUX POUSSEES	101
VII.2.4.2) - CALCUL DES POUSSEES DUES AUX TERRES	101
VII.2.4.3) - CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES INERTIELS	102
VII.2.5) - PIEUX	102
VII.2.6) - FERRAILLAGE DE LA CULEE	102
VII.2.6.1) - ETUDE DU MUR FRONTAL	102
VII.2.6.2) - MUR GARDE GREVE.....	103
VII.2.6.3) - CORBEAU	105
VII.2.6.4) - MUR EN RETOUR	105
VII.2.6.5) - DALLE DE TRANSITION.....	106
VII.2.6.6) - SEMELLE SUR PIEUX.....	107
VII.2.6.7) - FERRAILLAGE DES PIEUX.....	109
VII.3) - ETUDE DE LA PILE.....	112

VII.3.1) -	INTRODUCTION	112
VII.3.2) -	CONCEPTION DE LA PILE.....	112
VII.3.3) -	PREDIMENSIONNEMENT DE LA PILE	112
VII.3.3.1) -	Le chevêtre	112
VII.3.3.2) -	Les fûts.....	112
VII.3.3.3) -	La semelle	112
VII.3.4) -	EVALUATION DES EFFORTS AU NIVEAU DE LA PILE	112
VII.3.5) -	FERRAILLAGE DE LA PILE.....	113
VII.3.5.1) -	CHEVETRE	113
VII.3.5.2) -	FUT.....	117
VII.3.5.3) -	LA SEMELLE.....	119
VII.3.5.4) -	PIEUX SOUS LA PILE	121
VII.4) -	CONCLUSION	122
	CONCLUSION GENERALE.....	123
	BIBLIOGRAPHIE.....	124
	ANNEXES.....	125

LISTES DES TABLEAUX

CONCEPTION GENERALE	23
Tableau II.1) - Dimensions de la poutre principale.	26
Tableau II.2) - Dimensions de l'entretoise.	26
Tableau II.3) - Dimensions des poutres de la variante VIPP.....	30
Tableau II.4) - Dimension des poutres principales variante bow-string.....	33
Tableau II.5) - Dimensions de la pièce de pont.	34
CHARGES ET SOLLICITATIONS	37
Tableau III.1) - Récapitulatif de poids total du tablier.	41
Tableau III.2) - Valeurs des différentes surcharges d'exploitation du pont.	43
Tableau III.3) - Combinaisons de charges (RCPR).....	44
Tableau III.4) - Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec Robot	45
Tableau III.5) - Moments et efforts tranchant de la poutre principale, du aux combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec CSIBRIDGE.....	47
ETUDE DU TABLIER VARIANTE MIXTE BIPOUTRE	50
Tableau IV.1) - Résultats moment fléchissant et effort tranchant sous le poids propre uniquement 50	
Tableau IV.2) - Caractéristiques géométriques de la section	51
Tableau IV.3) - Facteur d'imperfection et critères de choix de la courbe de déversement	53
Tableau IV.4) - Courbes de déversement pour chaque type de section.....	54
Tableau IV.5) - Valeurs du coefficient de voilement par cisaillement.	56
Tableau IV.6) - Ferrailage de l'hourdis.....	57
Tableau IV.7) - Caractéristiques géométriques de la section d'acier des poutres principales.....	58
Tableau IV.8) - Caractéristiques géométriques de la section du béton	59
Tableau IV.9) - Valeurs du coefficient d'équivalence n.	60
Tableau IV.10) - caractéristique de la section mixte.	61
Tableau IV.11) - résultats des moments et efforts tranchants a l'ELS et a l'ELU	62
Tableau IV.12) - Valeurs de χ_w en fonction de λ_w	63
Tableau IV.13) - Caractéristiques géométriques de la section mixte pour chaque valeur de n.	64
Tableau IV.14) - Valeurs des contraintes dans la section mixte.	65
Tableau IV.15) - Moments fléchissant et efforts tranchants au niveau des entretoises.....	65
Tableau IV.16) - Devis estimatif de la variante mixte bipoutre.	67
ETUDE DU TABLIER VARIANTE VIPP	70
Tableau V.1) - Les contraintes admissibles de traction et compression du béton.....	71
Tableau V.2) - Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant.....	72
Tableau V.3) - Caractéristiques géométriques des sections	72

Tableau V.4) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES SANS ET AVEC HOURDIS	73
Tableau V.5) - Force de précontrainte.....	74
Tableau V.6) - La description des phases de vérification.....	75
Tableau V.7) - Résultats des vérifications.....	75
Tableau V.8) - Récapitulatif de position des câbles de précontraint à mi- travée et à la section d'about. 78	
Tableau V.9) - Nombre de lit	78
Tableau V.10) - Pertes instantanées.	79
Tableau V.11) - Les pertes différées totales.....	79
Tableau V.12) - Pertes totales du précontraint.	79
Tableau V.13) - Description des phases de vérification.....	80
Tableau V.14) - Valeurs de P1 et P2 pour chaque phase de vérification.	82
Tableau V.15) - Vérification des contraintes normales.....	83
Tableau V.16) - Donnés de la phase 1.....	84
Tableau V.17) - Vérifications des contraintes tangentielles.....	85
Tableau V.18) - Ferrailage transversale et longitudinal de l'hourdis	86
Tableau V.19) - Devis estimatif de la variante poutres précontraintes.....	86
Tableau V.20) - Analyse multicritère.....	87
Tableau V.21) - Echelle de l'analyse multicritères	87
ETUDE SISMIQUE	90
Tableau VI.1) - Raideur de la culée.....	92
Tableau VI.2) - Raideur de la pile.	93
Tableau VI.3) - Répartition de la force sismique sur les appuis F_i (MN).....	94
Tableau VI.4) - Valeurs des déplacements.....	94
Tableau VI.5) - Récapitulatif des résultats.....	94
Tableau VI.6) - Valeurs des forces sismiques appliquées sur les appuis.	95
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	98
Tableau VII.1) - Ferrailage du dé d'appui.....	99
Tableau VIII.1) - Prédimensionnement de la culée	100
Tableau VIII.2) - Valeurs des coefficients de poussées.	101
Tableau VIII.3) - Sollicitations et efforts revenant à chaque pieu.....	102
Tableau VIII.4) - Sollicitations sur mur frontal.....	102
Tableau VIII.5) - Ferrailage du mur frontal.	103
Tableau VIII.6) - Valeurs des moments appliqué sur le MGG.....	104
Tableau VIII.7) - Ferrailage du mur garde en grève.	105
Tableau VIII.8) - Ferrailage du mur en retour.....	105
Tableau VIII.9) - Ferrailage de la dalle de transition	106

Tableau VIII.10) - Ferrailage de la semelle.....	108
Tableau VIII.11) - Tableau Moment de flexion du pieu	109
Tableau VIII.12) - Efforts sollicitant pour le ferrailage des pieux	109
Tableau VIII.13) - Effort tranchant sur un pieu.....	110
Tableau VIII.14) - Réactions sur culée et pile par poutre.	112
Tableau VIII.15) - Les sollicitations maximales combiné	113
Tableau VIII.16) - Ferrailage longitudinal du chevêtre.....	113
Tableau VIII.17) - Valeur du moment de torsion.....	115
Tableau VIII.18) - Valeurs du coefficient K.	116
Tableau VIII.19) - Ferrailage du chevêtre.....	117
Tableau VIII.20) - Les résultats des combinaisons pour chaque fut	118
Tableau VIII.21) - Ferrailage de la semelle.....	121
Tableau VIII.22) - Résultats retenus pour le calcul.....	121
Tableau VIII.23) - Effort normale revenant à chaque pieu	121
Tableau VIII.24) - Effort tranchant en tête du pieux.....	121

LISTES DES FIGURES

I	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	19
	Figure I.1) - Plan de situation	19
	Figure I.2) - Tracé en plan du pont.	20
II	CONCEPTION GENERALE	23
	Figure II.1) - Eléments constitutifs d'un tablier mixte.....	23
	Figure II.2) - Coupe transversale d'un tablier Bipoutre mixte avec pièces de pont.....	24
	Figure II.3) - Coupe transversale d'un tablier Bipoutre mixte avec entretoise	24
	Figure II.4) - Profil en long de la variante mixte bipoutre.	24
	Figure II.5) - Section de poutre en I.....	25
	Figure II.6) - Dimensions de la section des poutres principales.	26
	Figure II.7) - Section transversale de la variante mixte bipoutres.....	27
	Figure II.8) - Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	28
	Figure II.9) - Profil en long de la variante VIPP.....	28
	Figure II.10) - Dimensions des différentes sections de la poutre principale	31
	Figure II.11) - Section transversale de la variante poutres VIPP.....	31
	Figure II.12) - Profil en long de la variante mixte bow-string	33
	Figure II.13) - Section de poutre en I.....	33
	Figure II.14) - Dimensions des poutres principales et des pièces de pont.	34
	Figure II.15) - Dimensions de la section des arcs	34
III	CHARGES ET SOLlicitATIONS	37
	Figure III.1) - Dimensions de la poutre principale	38
	Figure III.2) - Caractéristiques géométriques des entretoises.	38
	Figure III.3) - Répartition des sections de la poutre.	40
	Figure III.4) - Éléments du pont.	40
	Figure III.5) - Modélisation du tablier sur ROBOT	44
	Figure III.6) - Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous la combinaison G+D240 t. 45	45
	Figure III.7) - Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU sous la combinaison G+D240... 46	46
	Figure III.8) - Modélisation du tablier mixte bipoutres sur CSIBRIDGE.	46
	Figure III.9) - Diagramme des moments combinaison max à l'ELS G+MC120	47
	Figure III.10) - (Diagramme des moments combinaison max a l'ELS G+MC120	47
IV	ETUDE DU TABLIER VARIANTE MIXTE BIPOUTRE	50
	Figure III.11) - Définition de largeur efficace selon l'Eurocode 4.....	59
	Figure III.12) - Caractéristique géométrique de la section de béton	59
	Figure III.13) - Caractéristiques de la section mixte	59
	Figure III.14) - Section mixte.....	60

Figure III.15) -	Caractéristiques de la section mixte	61
Figure III.16) -	Caractéristiques géométriques des entretoises.....	65
Figure III.17) -	Dimension d'un goujon	66
V	ETUDE DU TABLIER VARIANTE VIPP	70
Figure IV.1) -	Contraintes admissibles de traction et compression du béton classe 2.....	72
Figure IV.2) -	Sections sans hourdis.....	73
Figure IV.3) -	Section avec hourdis.....	73
Figure IV.4) -	Position des câbles à l'appui.....	77
Figure IV.5) -	Allure des câbles de précontraint.....	78
Figure IV.6) -	Diagramme des contraintes admissibles en service.....	81
Figure IV.7) -	Fonctionnement de l'hourdis.	85
Figure IV.8) -	Vue transversale de l'hourdis général.	85
Figure IV.10) -	Présentation de la variante optimale par le graphique RADAR.	88
VII	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	98
Figure VI.1) -	Dimensions de l'appareil d'appuis.	98
Figure VI.2) -	Ferraillage du dé d'appui.....	99
Figure VI.3) -	Résultats moments M_{xx} et M_{yy} mur en retour	105
Figure VI.4) -	Schéma de ferraillage mur en retour.....	106
Figure VI.5) -	Ferraillage dalle de transition.	107
Figure VI.6) -	Ferraillage de la semelle.....	108
Figure VI.7) -	Schéma de ferraillage du pieu.	111
Figure VI.8) -	Dimensions de la section considéré en torsion.....	115
Figure VI.9) -	Schéma du ferraillage du chevêtre.....	117
Figure VI.10) -	Schéma de ferraillage du fut.....	119

INTRODUCTION GENERALE

L'infrastructure routière constitue un élément fondamental du développement économique d'un pays. C'est pour cela que l'Algérie vise à améliorer son réseau routier en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art.

Un pont se définit comme un ouvrage d'art destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou pour permettre le passage sans croisement au niveau de deux voies de circulation, suivant leur destination. Ainsi, on distingue ; le Pont – Route, le Pont – Rail, le Pont –Canal et le Pont – aqueduc.

La Conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usage. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments constituant son environnement.

La conception consiste à faire une combinaison adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration. Son dimensionnement constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux... Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La problématique qui se pose est de savoir comment réaliser cet ouvrage, en assurant sa sécurité et son service tout en choisissant le type des matériaux à utiliser et en optimisant le cout.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire une conception et une étude d'un pont reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest sur une longueur de 64 m, au niveau d'un échangeur.

Nous commencerons par présenter les données relatives au projet et à l'ouvrage projeté, ainsi que la définition des variantes adéquates. A l'issue de cette partie, on retiendra les variantes qui conviennent du point de vue géométrique. Par la suite, les variantes retenues feront l'objet de calculs et de vérifications. Pour la validation du projet, nous élaborerons une étude multicritère.

Nous nous appuierons sur des calculs définissant les sollicitations relatives aux éléments de la superstructure et nous procéderons aussi à la détermination des déformations induites par ces mêmes sollicitations, en mettant en exergue le rôle des éléments et des équipements, servant à maintenir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Ensuite, on établira un devis estimatif et quantitatif pour chaque variante, puis on procédera à une comparaison pour retenir la variante la plus économique. On fera l'étude des éléments de l'infrastructure.

Nous terminerons notre étude par une conclusion générale dans laquelle nous exposerons les points essentiels abordés, les résultats et les recommandations.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1) - INTRODUCTION

La conception d'un pont, exige, de l'Ingénieur d'avoir une vaste connaissance technique et économique. Ce qui lui permet d'optimiser les solutions les plus économiques tout en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Et, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

I.2) - PRESENTATION DU PROJET DU PROJET

Le présent travail a pour objet la conception et l'étude d'un pont routier permettant de franchir l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 Km, il est situé au niveau de la borne P.K 9+269,618 et P.K 9+332,618 sur la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'auto route Est-Ouest.



Figure I.1) - *Plan de situation*

I.3) - CARACTERISTIQUES NATURELLES DU SITE

Les données naturelles rassemblent des éléments de l'environnement influant directement sur la construction de l'ouvrage, on distingue :

I.3.1) - TOPOGRAPHIE DU TERRAIN NATUREL

L'analyse de la topographie du site nous permet d'implanter correctement l'ouvrage en tenant compte des courbes de niveau, du déplacement des volumes de terre nécessaire, des possibilités d'implantation des installations de chantier, les stockages...etc.

I.3.2) - DONNEES SISMOLOGIQUES

L'endroit où sera implanté notre ouvrage à proximité de Djebahia dans la wilaya de Tizi-Ouzou est classé selon le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA comme suit :

La carte de zonage sismique révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à Zone IIa [8].

I.4) - DONNEES FONCTIONNELLES

Notre ouvrage est défini par son tracé en plan, ses profils en long et en travers.

I.4.1) - TRACE EN PLAN

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée sur un plan de situation

L'ouvrage en question est un pont rectiligne de 64m de longueur franchissant une autoroute.

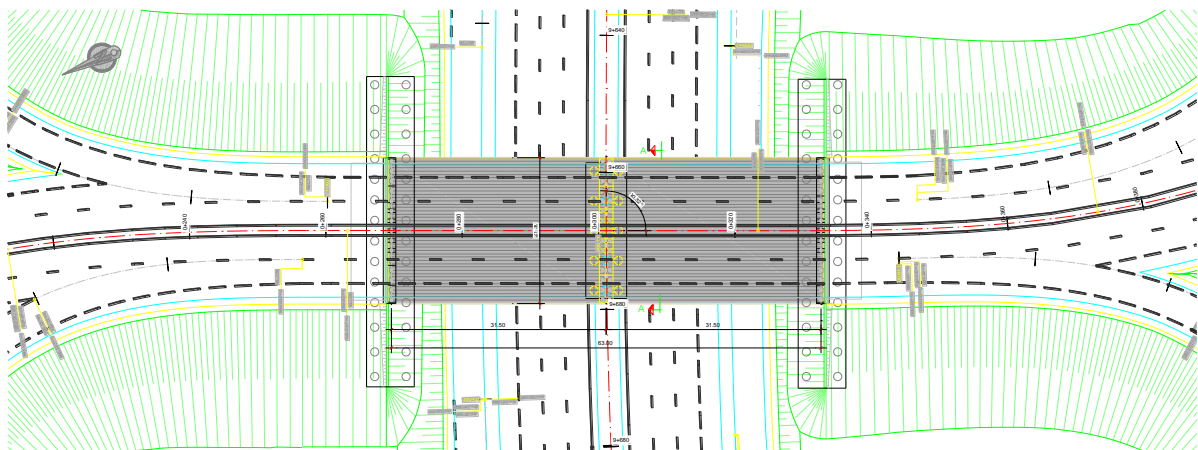


Figure I.2) - *Tracé en plan du pont.*

I.4.2) - PROFIL EN LONG

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, doit être élaboré en considérant de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et au type d'ouvrage.

Notre structure de pont possède une longueur totale de 64m.

I.4.3) - PROFIL EN TRAVERS

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

La structure est de largeur totale 21,3m.

I.4.4) - CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Portée de l'ouvrage.....64m
- Largeur totale du pont21,3m
- Hauteur.....7,3m

I.5) - CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Les critères de choix du type d'ouvrage portent essentiellement à la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'ensemble des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts. En général, la portée principale est essentielle

pour le choix du type de pont tout en respectant l'aspect architectural, économique et la durabilité :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
- L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisqu'il est interdit de couper l'autoroute, on doit toujours prévoir des bretelles d'accès.
- La durée de la réalisation.
- Intégration de la structure dans son environnement
- La capacité technique et économique des bureaux d'étude et des entreprises.

I.6) - PRESENTATION DE VARIANTES

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

Pour le cas de notre ouvrage, nous allons proposer trois (03) variantes :

- **Première (1ère) variante** : deux ponts mixte bipoutres jumelés et identiques de 64 m ayant deux (02) travées isostatiques de 32m, avec 10,5m de largeur pour chacun.
- **Seconde (2^{ème}) variante** : deux ponts à poutres multiples isostatiques en béton précontraint jumelés et identiques de 64 m ayant deux (02) travées isostatiques de 32 m.
- **Troisième (3ème) variante** : pont bow-string d'une seule travée de 64m de longueur et de 21,3m de largeur.

I.7) - CONCLUSION

Etant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences.

On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Et les exigences naturelles, qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

Finalement pour chaque étude d'ouvrage d'art, il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de ce dernier. Afin de réussir les premières étapes du cycle de vie de notre projet à savoir les études préliminaires et la conception. Pour le cas de cet ouvrage, nous avons proposé trois variantes à savoir : pont mixte bipoutre, pont à poutres multiples isostatiques et un bow-string.

Pour le chapitre qui suit nous allons réaliser un prédimensionnement de chaque variante selon les règlements internationaux.

CHAPITRE II :

CONCEPTION GENERALE

II CONCEPTION GENERALE

II.1) - INTRODUCTION

La conception d'un pont consiste à l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

Dans ce chapitre nous décrivons les trois variantes choisies et nous effectuons un prédimensionnement pour chacune d'elles en se basant sur les différents règlements.

II.2) - PREMIERE VARIANTE : PONT MIXTE BIPOUTRE

Pour cette variante on propose deux ouvrages de 10,5m de largeur pour chacun, on adopte un tablier mixte composé de deux poutres métalliques (bipoutre) reliées par des entretoises tous les 8m. Il est composé de deux travées de 32m de longueur chacune.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural avec des portées principales de 30 m à 130 m.

L'avantage principal du pont mixte est son bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques.

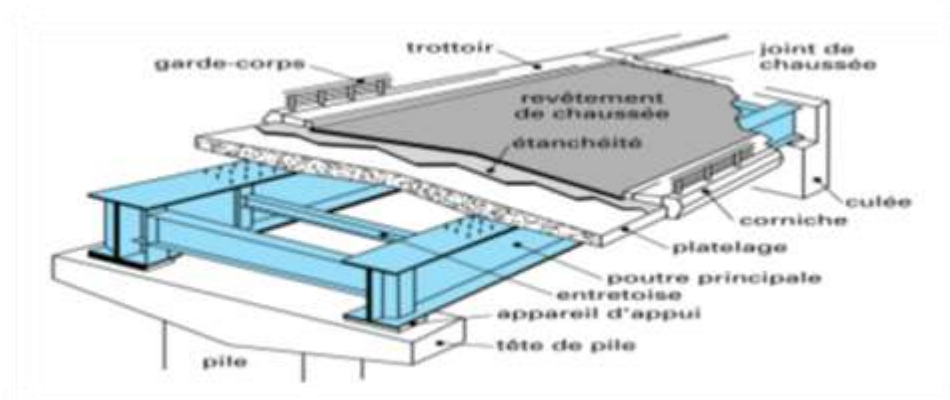
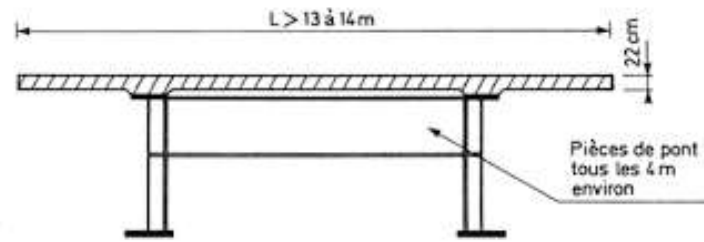


Figure II.1) - *Eléments constitutifs d'un tablier mixte*



Ouvrage de grande largeur

Figure II.2) - Coupe transversale d'un tablier Bipoutre mixte avec pièces de pont

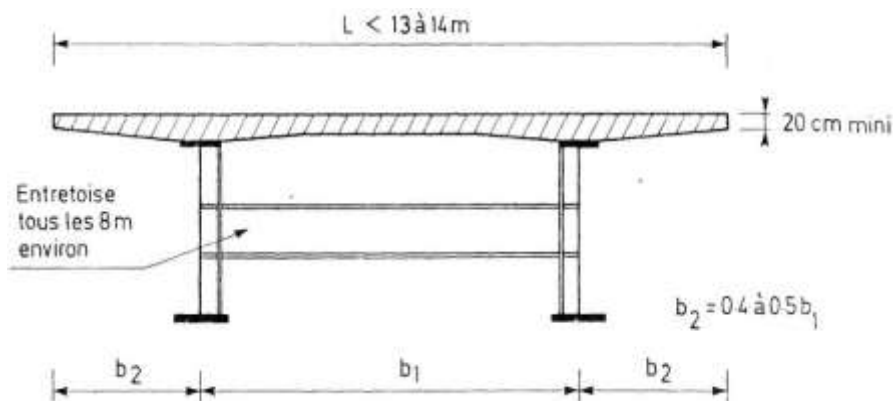


Figure II.3) - Coupe transversale d'un tablier Bipoutre mixte avec entretoise

II.2.1) - IMPLANTATION DES APPUIS

Après plusieurs vérifications, et pour satisfaire les contraintes fonctionnelles du site nous optons pour deux travées identiques de 32m pour chacune. La coupe longitudinale est schématisée ci-dessous :

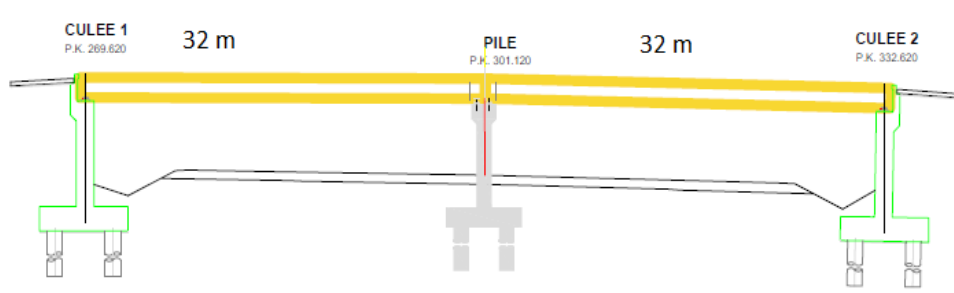


Figure II.4) - Profil en long de la variante mixte bipoutre.

II.2.2) - PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Le pré dimensionnement de la poutre en I est effectué ci-après [11].

II.2.2.1) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

La dalle est en général d'épaisseur variable, 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (a mis travée). La largeur de la dalle égale à 10,5m [10].

II.2.2.2) - NOMBRE DE POUTRES

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

$$N = \frac{L}{d}$$

L : La largeur du tablier = 10,5m

d : espacement des poutres principales (entraxe entre deux poutres) (on le fixe à 5,5m)

$$N = \frac{10}{5,5} = 1,82$$

On prend $N = 2$ poutres

Donc on opte pour un tablier bipoutre.

II.2.2.3) - PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES**Élancement de la poutre**

Pour les ponts mixtes, principalement les ponts bipoutres, une analyse d'une septantaine d'ouvrages réalisés ou projetés en suisse a permis de définir une relation empirique de l'élancement des poutres métalliques de ces ouvrages cette relation est fonction de la portée et de la largeur de la dalle et est exprimée par l'équation [10] :

$$\frac{X}{H} = 20 + \frac{X - 30}{6} + \frac{Lt - 12}{2}$$

X : portée maximale de la poutre continue (m) ;

H : hauteur de la poutre métallique (m) ;

Lt : largeur totale de la dalle (m) ;

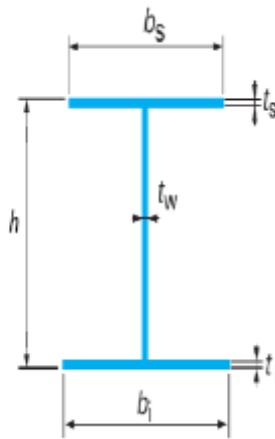


Figure II.5) - Section de poutre en I

h : Hauteur de la poutre,

tw : Epaisseur de l'âme,

bs : Largeur de la semelle supérieure,

ts : Epaisseur de la semelle supérieure,

bi : Largeur de la semelle inférieure,

ti : Epaisseur de la semelle inférieure.

Tableau II.1) - Dimensions de la poutre principale.

Elément	Valeur usuelle	Valeur en cm
Hauteur de la poutre	$\frac{X}{H} = 20 + \frac{X - 30}{6} + \frac{Lt - 12}{2}$	150
Epaisseur de l'âme	$3 \leq tw \leq 4$	4
Epaisseur de la semelle sup	$2 \leq ts \leq 15$	5
Epaisseur de la semelle inf.	$2 \leq ti \leq 15$	5
Largeur de la semelle sup	$40 \leq bs \leq 100$	60
Largeur de la semelle inf.	$40 \leq bi \leq 120$	70

II.2.2.4) - PREDIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE

Les entretoises sont des poutres secondaires reliant les deux poutres principales, espacés de 8 m, et qui ont comme rôle d'assurer la stabilité des poutres principales vis-à-vis du déversement et du flambement.

Dans cette variante l'espacement des entretoises est égal à 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la Figure II-6).

Tableau II.2) - Dimensions de l'entretoise.

Elément	Ration usuel	Valeur (cm)
Hauteur de l'entretoise H_e	$L_t / 15 \leq H_e \leq L_t / 10$	70
Largeur de la semelle b_e	$22 \text{ cm} \leq t_{w-e} \leq 30 \text{ cm}$	22
Epaisseur de la semelle t_e	Environ de 2 cm	2
Epaisseur de l'âme t_{w-e}	$1 \text{ cm} \leq t_{w-e} \leq 1,2 \text{ cm}$	1,1

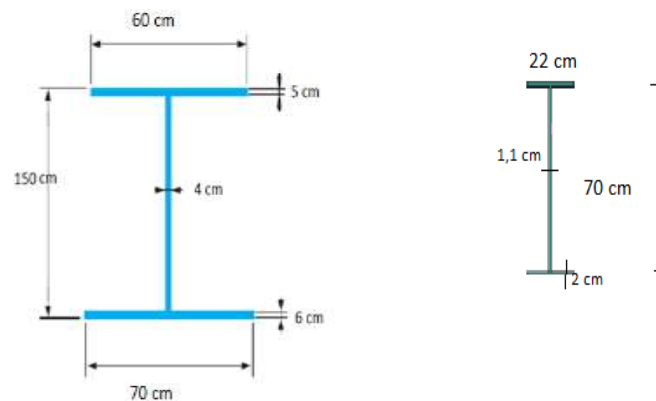


Figure II.6) - Dimensions de la section des poutres principales.

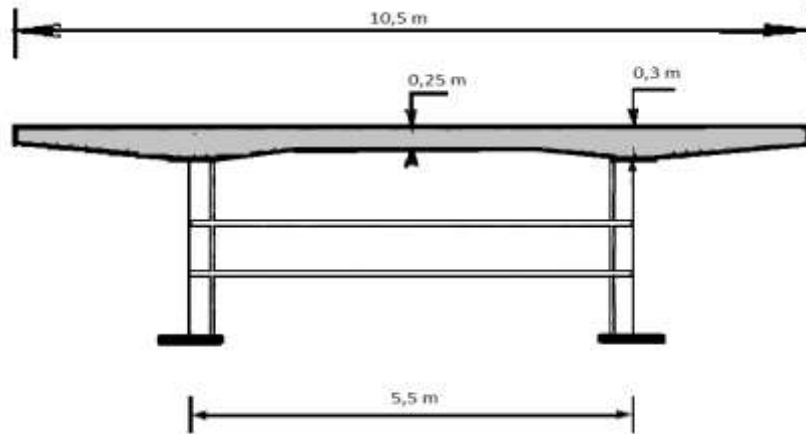


Figure II.7) - Section transversale de la variante mixte bipoutres.

II.2.3) - CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

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

II.2.4) - LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE METALLIQUE

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 32mm de diamètre et de hauteur de 150mm.

II.3) - VARIANTE 2 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINES DU TYPE VIPP »

Pour cette variante on propose deux ponts à poutres isostatiques identiques de type VIPP, pour cela on considère, par la suite l'étude d'un seul ouvrage. C'est un pont à poutres multiples composé de deux travées de 32 m de longueur chacune et de 10,5m de largeur.

Un pont à poutres est un pont dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les forces engendrées dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

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

Le tablier est constitué de poutres longitudinales parallèles, équidistantes et de hauteur constante.

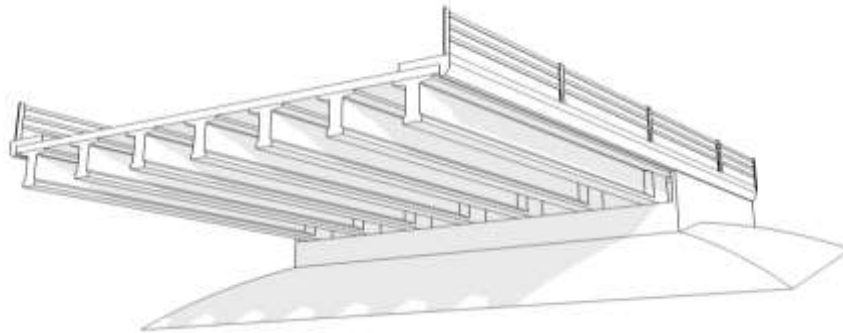


Figure II.8) - *Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint*

II.3.1) - IMPLANTATION DES APPUIS

On garde la même implantation des appuis que la variante mixte bipoutre à défaut des contraintes fonctionnelles du site.

On propose dans cette variante à projeter un pont à 2 travées équivalentes de 32 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 64 m.

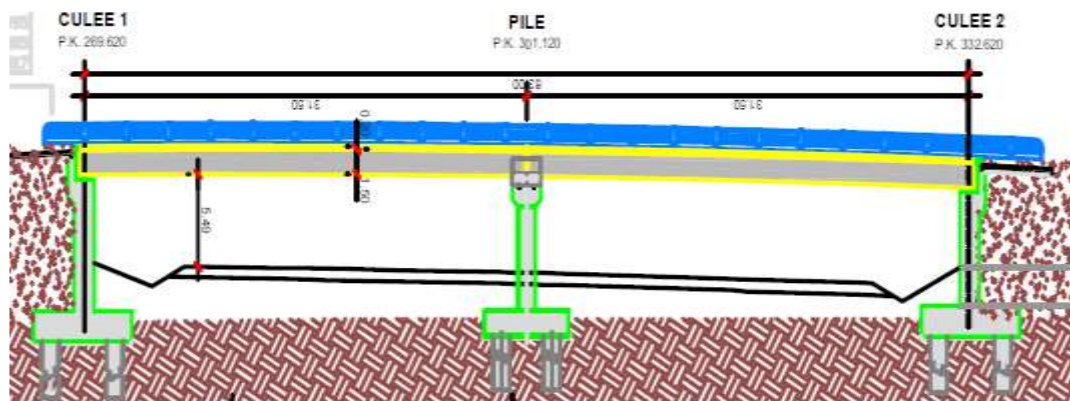


Figure II.9) - *Profil en long de la variante VIPP*

II.3.2) - PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception [2].

II.3.2.1) - ÉLANCEMENT

L'élanement des poutres varie entre :

$$\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$$

Avec $L=32\text{m}$

$$1.45 \leq h_t \leq 2$$

On fixe la hauteur totale : $h_t = 1.75 \text{ m}$

II.3.2.2) - ÉPAISSEUR DE L'HOUDIS

Épaisseur de l'hourdis est comprise entre :

$$20\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$$

On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$

D'où l'élanement de la poutre est fixé : $h_p = 1.5\text{ m}$.

II.3.2.3) - ENTRAXE DES POUTRES

$$1.4 \leq \lambda \leq 2.5$$

On fixe : $\lambda = 1.5\text{ m}$

II.3.2.4) - NOMBRE DES POUTRES

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement

$$\text{entre les poutres : } N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 9 m

$$N = \frac{9}{1.5} + 1 = 7$$

On prend le nombre des poutres $N = 7\text{ poutres}$

II.3.2.5) - LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION

La largeur de la table est :

$$0.6h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

Donc on fixe la largeur de la table de compression : $b=1.2\text{m}$

II.3.2.6) - EPAISSEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION

$$10\text{cm} \leq e_c \leq 15\text{ cm}$$

On fixe : $e_c = 12\text{ cm}$

II.3.2.7) - LARGEUR DU TALON

Elle varie entre 40 et 80cm, dans notre cas on prend une largeur de $L_t = 70\text{cm}$.

II.3.2.8) - EPAISSEUR DU TALON

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0.10 m et 0.20m.

On prend : $e_t = 20\text{ cm}$

II.3.2.9) - EPAISSEUR DE L'AME

- A la zone d'abouts

Au voisinage des appuis les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant où il sera maximum, et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $b_0=60\text{cm}$

- En zone intermédiaire

$$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

On prend : $b_0 = 35\text{ cm}$

- A mi- travée

$$20 \leq b_0 \leq 22$$

On fixe : $b_0=25\text{ cm}$

Tableau II.3) - Dimensions des poutres de la variante VIPP.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/22 < Hp < L/16$	1,5 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
la hauteur totale du tablier	$Ht = Hp + e$	1,75 m
Entraxe des poutres	$1.40\text{m} < \lambda < 2.00\text{ m}$	1,5 m
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	9,3 m
Nombre des poutres	$N = La / \lambda + 1$	7 poutres
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times Hp$	1,2 m
Épaisseur de la table de compression	$10\text{ cm} \leq e1 \leq 15\text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$Lt = (l \times L^2) / (Ht^2/K) / N$; Avec $1100 < K < 1300$	70 cm
Épaisseur du talon	$10\text{ cm} \leq Et \leq 20\text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	$20 \leq b_0 \leq 25$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$	35 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	70 cm

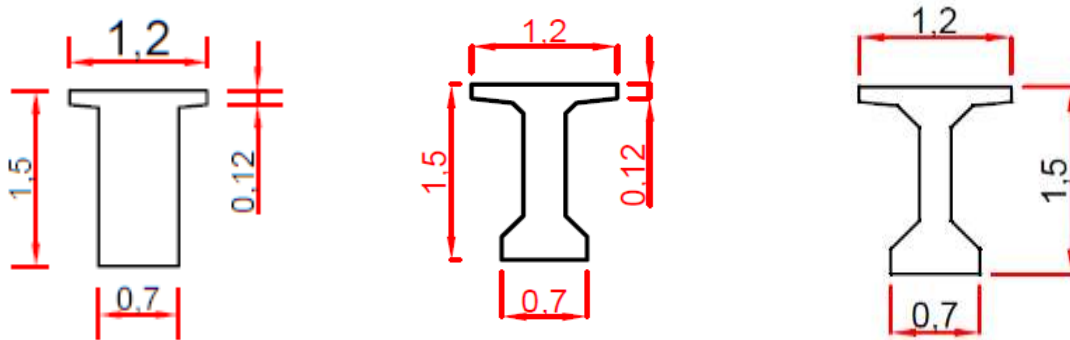


Figure II.10) - Dimensions des différentes sections de la poutre principale

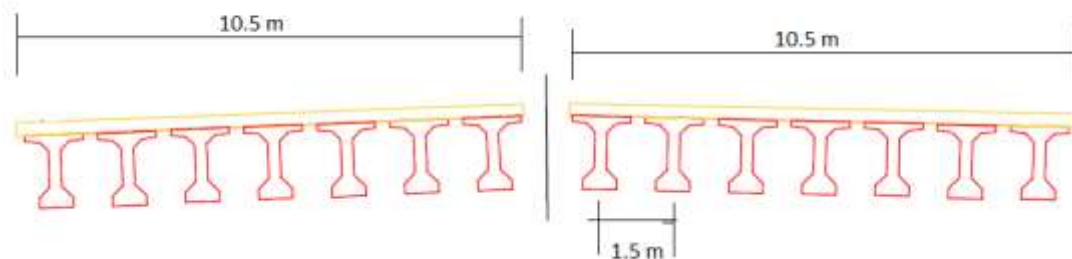


Figure II.11) - Section transversale de la variante poutres VIPP

II.4) - VARIANTE 3 : PONT MIXTE TYPE BOW-STRING

Pour cette variante on propose un pont Bow-String constitué d'une seule travée de 63m de longueur et de 21,3m de largeur.

LE BOW-STRING :

Un pont bow-string est une catégorie de pont munie d'un tablier faisant aussi fonction de tirant et de poutres latérales (en arc au-dessus du tablier) qui sont encastrés l'un dans l'autre aux extrémités. En travée, le tablier est maintenu par des suspentes souvent à la verticale. L'idée est de joindre par un tirant, les deux extrémités de l'arc pour équilibrer les réactions d'appui horizontales. Ainsi, seule la composante verticale de l'effort normal de l'arc est transmise aux culées, ce qui diminue les contraintes sur le sol.

II.4.1) - ELEMENTS CONSTITUANTS UN PONT BOW-STRING :

II.4.1.1) - TABLIER

Le tablier joue un rôle central dans la transmission des charges de leur point d'application aux appuis. En plus de servir de surface de roulement, le tablier doit résister à la flexion. Il est constitué d'une dalle, de poutres principales, de pièces de pont et de connecteurs.

DALLE

Généralement réalisée en béton armé, parfois précontraint transversalement ou longitudinalement, et rarement en acier, son épaisseur varie de 22 à 30 cm en fonction de sa largeur. Elle porte les couches de revêtement, d'étanchéité et transmet les charges de trafic aux éléments porteurs principaux.

Les assemblages de la dalle en béton à la charpente métallique doivent être conçus de manière à ce que la dalle ne soit pas sollicitée par l'effort de traction.

POUTRES PRINCIPALES

Constituent l'élément porteur longitudinal du pont, elles transmettent aux appuis, par flexion, les charges qui proviennent de la dalle, elles peuvent être des profilés laminés ou soudés en I. Ces poutres sont constituées de tronçons, d'environ 20 à 25m de longueur ramenée sur chantier. Ces tronçons sont assemblés deux par deux et bout à bout sur une plateforme située dans le prolongement du pont.

PIECES DE PONT

Elles permettent de porter, dans la direction transversale, la dalle et de transmettre son poids sur les poutres principales. La disposition habituelle pour des ponts à poutres consiste à associer une dalle de 22 à 30 cm d'épaisseur avec des pièces de pont espacées de 4 m environ; le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les pièces de pont raidissent transversalement la dalle. Fréquemment, les pièces de pont servent aussi de support aux coffrages de la dalle.

CONNECTEURS

Eléments liant la dalle en béton à la structure métallique, car l'adhérence naturelle entre le béton et la surface métallique est trop faible et trop peu durable. Avec cette liaison mécanique, la dalle en béton participe à la résistance à la flexion de la poutre métallique et les deux matériaux résistent ensemble en section mixte acier-béton. La liaison mécanique doit être capable de s'opposer au glissement et au soulèvement de la dalle par rapport aux poutres métalliques. Le type le plus utilisé est « les goujons » qui sont composés d'une tige avec une tête ronde, ils possèdent une longueur d'au moins 150mm et en général un diamètre de 22mm.

II.4.1.2) - ARC

L'arc comprend deux membrures en caisson, entretoisées de proche en proche pour assurer la stabilité d'ensemble transversale. Il doit être conçu pour pouvoir supporter d'abord l'effort de compression mais également les efforts de flexion. Les résistances à la flexion dépendent fortement de l'inertie de la section transversale de l'arc.

II.4.1.3) - SUSPENTES

Les suspentes reliant le tablier à l'arc peuvent être constituées de câbles (fréquemment), de barres ou éventuellement de profilés laminés.

II.4.2) - IMPLANTATION DES APPUIS

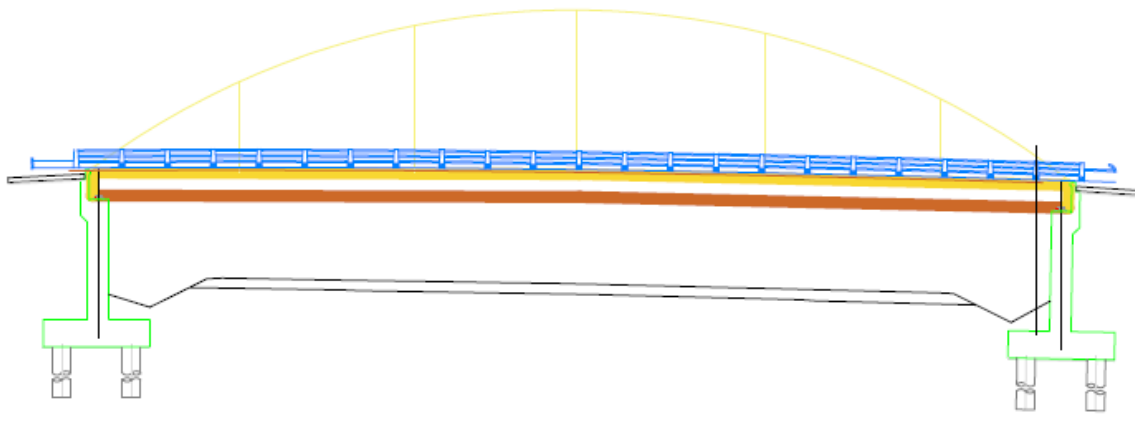


Figure II.12) - Profil en long de la variante mixte bow-string

II.4.3) - PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER :

II.4.3.1) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE :

Pour cette variante on a opté pour une dalle d'épaisseur constante de 25 cm.

II.4.3.2) - PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES :

Tableau II.4) - Dimension des poutres principales.

Elément	Valeur usuelle	Valeur en cm
Hauteur de la poutre	$\frac{X}{H} = 20 + \frac{X - 30}{6} + \frac{Lt - 12}{2}$	220
Epaisseur de l'âme	$3 \leq tw \leq 4$	4
Epaisseur de la semelle sup	$2 \leq ts \leq 15$	8
Epaisseur de la semelle inf	$2 \leq ti \leq 15$	6
Largeur de la semelle sup	$40 \leq bs \leq 100$	80
Largeur de la semelle inf	$40 \leq bi \leq 120$	100

X : portée maximale de la poutre continue (m) ;

H : hauteur de la poutre métallique (m) ;

Lt : largeur totale de la dalle (m) ;

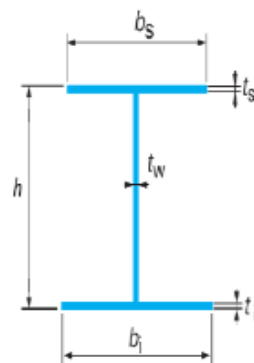


Figure II.13) - Section de poutre en I

II.4.3.3) - PREDIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT :

Dans cette variante l'espacement des pièces de pont est égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.5) - Dimensions de la pièce de pont.

Elément	Ration usuel	Valeur (cm)
Hauteur de l'entretoise H_e	$L_t / 15 \leq H_e \leq L_t / 10$	80
Largeur de la semelle b_e	$22 \text{ cm} \leq t_{w-e} \leq 30 \text{ cm}$	25
Epaisseur de la semelle t_e	Environ de 2 cm	2
Epaisseur de l'âme t_{w-e}	$1 \text{ cm} \leq t_{w-e} \leq 1,2 \text{ cm}$	1,1

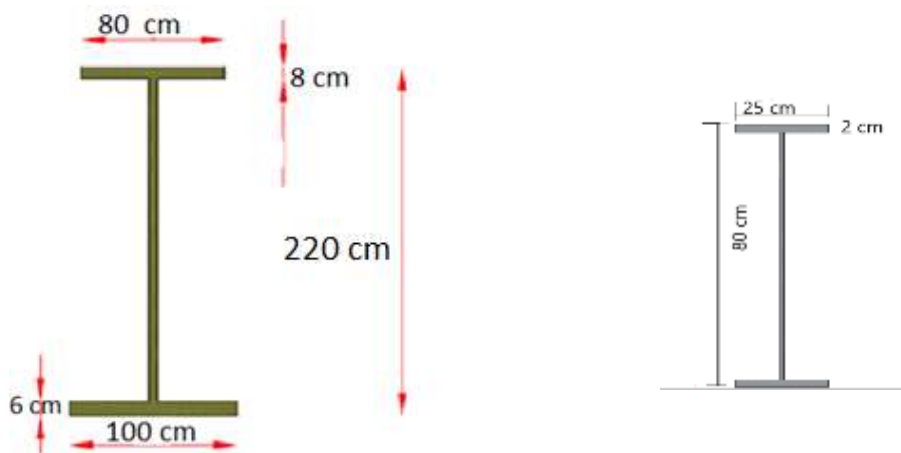


Figure II.14) - Dimensions des poutres principales et des pièces de pont.

II.4.3.4) - PREDIMENSIONNEMENT DES ARCS :

L'arc est constitué d'un caisson rectangulaire (profilé creux) de dimensions extérieures 2000×900mm et de dimensions intérieures 1940×860mm.

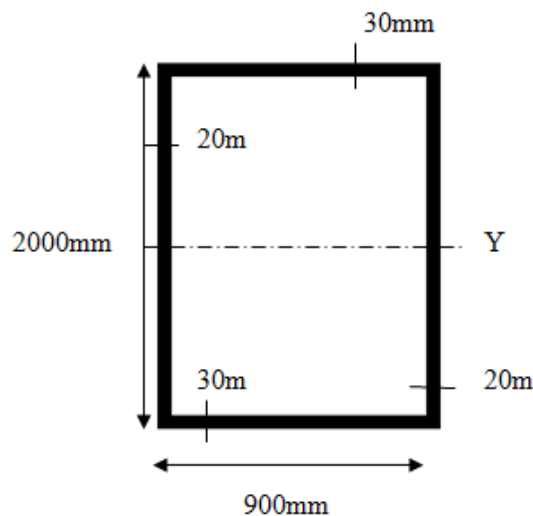


Figure II.15) - Dimensions de la section des arcs

II.5) - CONCLUSION :

Après le pré dimensionnement des trois variantes, nous retenons les deux variantes qui présentent les plus d'avantages en termes d'économie et de faisabilité. La variante bow-string ne vérifie pas la condition de gabarit.

A cet effet, les chapitres suivants seront consacrés à l'étude des tabliers de ces deux variantes. De plus pour chacune d'elle nous établirons un devis quantitatif et estimatif qui va nous amener à choisir la variante finale pour ce projet.

On commencera par l'évaluation des charges et sollicitations susceptibles d'être appliquées au pont.

CHAPITRE III :

CHARGES ET SOLLICITATIONS

III CHARGES ET SOLLICITATIONS

III.1) - INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliqués. Au présent chapitre on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont. Les actions hors trafic, ainsi que les actions dues au trafic.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont peuvent être classées comme Suit :

- ❖ **Les actions permanentes** : elles comprennent :
 - Le poids des éléments porteurs (charges permanentes CP) : poutres, dalle.
 - Le poids des éléments non porteurs (compléments des charges permanentes CCP) : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement.

- ❖ **Les actions mobiles de leur côté** comprennent :
 - Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un Pont routier [3], [8].
 - Les charges climatiques : essentiellement vent et température.
 - Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de Pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par le Règlement parasismique Algérien (RPOA 2008). L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à l'état limite de service (ELS) en fonction de l'ensemble des actions dans leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité d'ouvrage.

III.2) - CALCULS DES CHARGES

III.2.1) - CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse. Ces charges concernent le tablier seul « dalle et poutres », plus les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs (corniches et trottoirs, glissières de sécurité et revêtement de la chaussée).

Pour notre projet nous calculons les charges permanentes des deux variantes retenues (variante mixte bipoutre et variante VIPP).

III.2.1.1) - POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE PORTEUSE DE LA PREMIERE VARIANTE (MIXTE BIPOUTRE)

Poids propre des poutres :

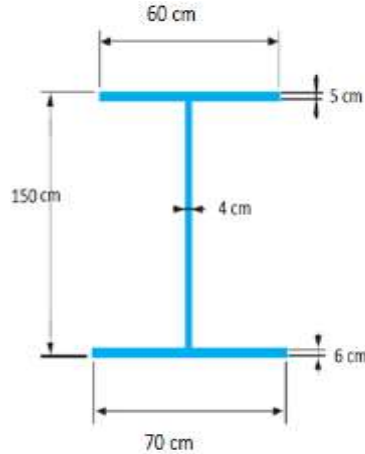


Figure III.1) - *Dimensions de la poutre principale*

$$G1 = S \times L \times \gamma_a$$

$$G1 = [(0.6 \times 0.05) + (0.7 \times 0.06) + (1.39 \times 0.025)] \times 32.00 \times 78.5$$

$$G1 = 268.156 \text{ KN}$$

Pour **2**poutres, on aura :

$$G1 = 268.156 \times 2$$

$$G1 = 536.312 \text{ KN}$$

Avec :

S : surface de la section du PRS.

L : longueur de la poutre

Poids volumique de l'acier

Poids propre des entretoises :

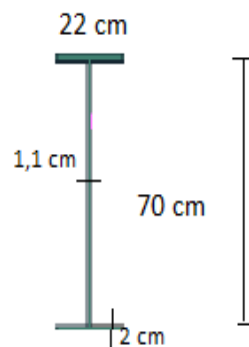


Figure III.2) - *Caractéristiques géométriques des entretoises.*

$$G2 = S \times L \times \gamma_a$$

$$G2 = 0.01166 \times 5.5 \times 78.5$$

$$G2 = 5.034 \text{ KN}$$

Pour **5 entretoises** (tous les 10 mètres)

$$G2 = 5 \times 5.034$$

$$G2 = 25.17 \text{ KN}$$

Avec :

S : Aire de la section d'entretoise.

L : longueur de l'entretoise

Poids volumique de l'acier

Poids propre de la dalle :

$$G3 = S \times L \times \gamma_b.$$

$$G3 = 3.025 \times 32 \times 25$$

$$G3 = 2420 \text{ KN}$$

Avec :

S: Aire de la section de la dalle

L : Longueur du tablier

γ_b : poids volumique du béton

III.2.1.2) - POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE PORTEUSE DE LA DEUXIEME VARIANTE (POUTRES PRECONTRAINES)

Poids propre de la dalle

- L'épaisseur de la dalle est : 25 cm.
- La largeur de la dalle est : 10,5 m.
- L'aire de la section de la dalle est donc : $A_{dalle} = 0,25 \times 10,5 = 2,625 \text{ m}^2$.
- Le poids volumique du béton armé est : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

Donc, le poids propre de la dalle est de $G_{dalle} = 25 \times 2,625 = 65,625 \text{ KN/ml}$



$$G_{dalle} = 65,625 * 32 = 2100 \text{ KN}$$

Poids propre de la poutre

$$P_{S1} = 25 \times l_1 \times S_1 ; S_1 = 1,116 \text{ m}^2 ; l_1 = 2 \text{ m} ; \text{ donc } P_{S1} = 55,8 \text{ KN}$$

$$P_{S2} = 25 \times l_2 \times S_2 ; S_2 = 1,054 \text{ m}^2 ; l_2 = 1,5 \text{ m} ; \text{ donc } P_{S2} = 39,525 \text{ KN}$$

$$P_{S3} = 25 \times l_3 \times S_3 ; S_3 = 0,68 \text{ m}^2 ; l_3 = 12,5 \text{ m} ; \text{ donc } P_{S3} = 212,5 \text{ KN}$$

$$P_{poutre} = (55,8 + 39,525 + 212,5) \times 2 = 615,65 \text{ KN}.$$

Ce résultat a été trouvé analytiquement mais on prend le résultat trouvé par logiciel ROBOT structural analysis qui donne :

$$P_{poutre} = 605,36 \text{ KN}.$$

$$P_{totalpoutres} = 605,36 \times 7 = 4237,52 \text{ KN}$$

Le poids total des éléments porteurs :

$$CP = (P_{totalpoutres} + P_{dalle}) = (4237,52 + 2100).$$

$$CP = 6337,52 \text{ KN}.$$

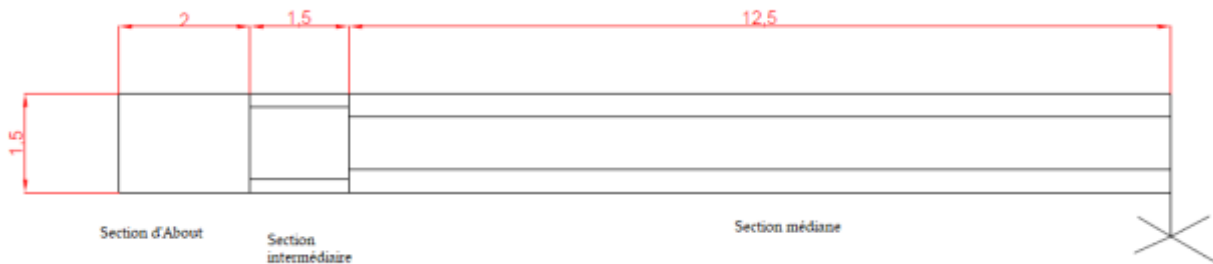


Figure III.3) - Répartition des sections de la poutre.

**III.2.1.3) - POIDS TOTAL DES ELEMENTS NON PORTEUR
(COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES CCP)**

Les éléments non porteurs tels que : revêtement, garde de corps, trottoirs sont identiques pour les deux variantes.

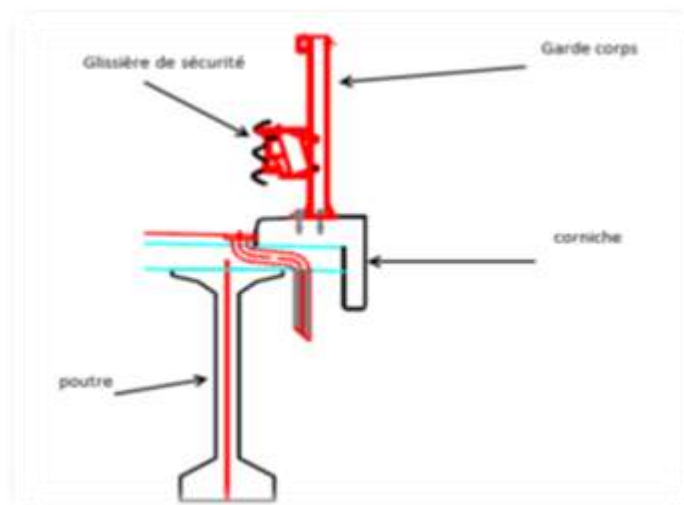


Figure III.4) - Éléments du pont.

A) Revêtement :

$$GR = \rho_{bitume} \times V_{couche \text{ de revêtement}}$$

$$\rho_{bitume} = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$S_{couche \text{ de revetement}} = 0.08 \times (10.5 - (2 \times 0.65)) \times 32 = 0.08 \times 9.2 \times 32 = 23,552 \text{ m}^3$$

$$G_R = 565.24 \text{ KN}.$$

B) Garde-corps et de glissière de sécurité :

Le poids du garde-corps est pris

$$GGC = 14 \text{ KN}$$

C) Trottoirs :

$$GT = \rho_B \times ST$$

$$GT = 25 \times 0.2 \times 2 \times 0.65 \times 32 = 208 \text{ KN.}$$

$$GT = 208 \text{ KN}$$

D) Corniche

Surface de la corniche = 0.11 m²

$$PC = 25 \times 0.11 \times 32 = 88 \text{ KN.}$$

$$GC = 88 \text{ KN}$$

Tableau III.1) - Récapitulatif de poids total du tablier.

-		Eléments	Poids (KN)
CP	Variante mixte bipoutre	Poutres principales	536.312
		Entretoises	25.17
		Dalle	2420
	Variante VIPP	Poutres	4237,52
		Dalle	2100
CCP		Revêtement	565.24
		Garde-corps	14
		Corniche	88
		Trottoirs	208
Poids propre total du tablier (variante mixte bipoutre) est :			3856.722 KN
Poids propre total du tablier (variante VIPP) est :			7212 ,8 KN

III.3) - CALCUL DES SURCHARGES (CHARGE DE TRAFIC)

III.3.1) - CARACTERISTIQUES DU PONT

+ Largeur roulable (Lr)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures, dans notre projet, elle est égale à :

$$Lr = 9,2m$$

Largeur chargeable (Lc)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe.

$$Lc = 9,2 - (2 * 0.5) = 8,2 \text{ m}$$

Nombre de voies (N)

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

$$N = E\left(\frac{Lc}{3}\right) = 2 \text{ voies}$$

Largeur de voie (Lv)

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$Lv = \frac{Lc}{N} = 4,1 \text{ m}$$

Classe du pont

Tous les ponts supportant des chaussées roulables satisfaisant la condition suivante :

$Lr \geq 7 \text{ m}$, sont rangés dans la catégorie de première classe D'où :

Pont de 1^{ère} classe

III.3.2) - CHARGES D'EXPLOITATION

Les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B (Bc, B_t et Br) ;
- La surcharge militaire Mc120 ;
- Les surcharges exceptionnelles D240.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant, et les calculs sont détaillés dans l'**Annexe A**.

Tableau III.2) - Valeurs des différentes surcharges d'exploitation du pont.

Système de charge	Nbr de voies chargées	Valeur de la charge		Unité
A(L)	2	73,37		<i>KN/ml</i>
Bc	2	Essieu avant	130,68	<i>KN</i>
		Essieu arrière	261,36	
Bt	2	41,088		<i>KN</i>
Mc120	-	194,03		<i>KN/ml</i>
D240	-	40,32		<i>KN/ml</i>

III.4) - CONCLUSION :

Après, la détermination des charges appliquées sur le pont en fonction de ses caractéristiques [7]. Nous procédons au calcul des sollicitations : moments fléchissant et effort tranchant.

III.5) - CALCUL DES SOLLICITATIONS

Le développement de l'informatique a conduit à de grand changement dans les approches traditionnelles des calculs d'Ingénierie. Les logiciels permettent de modéliser les structures, de définir les matériaux, les charges et d'effectuer des calculs sur les modèles les plus complexes, avec une visualisation graphique, grâce à un maillage par éléments finis. Dans cette partie du chapitre, nous réaliserons une modélisation des deux variantes : 'pont mixte bipoutre' et 'pont à poutres préfabriquées VIPP'.

Vue la diversité des logiciels disponibles dans le domaine du Génie Civil, on a opté à utiliser deux logiciels différents (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour la variante VIPP et CSI Bridge pour la variante mixte**), pour le calcul des efforts internes dus aux actions permanentes et d'exploitations développées dans la partie précédente.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calculs ;
- Résultats des calculs.

III.5.1) - COMBINAISONS DES ACTIONS :

Les combinaisons utilisées dans les deux modélisations pour trouver les sollicitations au niveau du tablier sont les suivantes [7].

Tableau III.3) - Combinaisons de charges

Etats Limites	Combinaisons
Etat limite de service ELS	G+1,2AL
	G+1,2BC
	G+Mc120
	G+D240
Etat limite ultime ELU	1,35G+1,6AL
	1,35G+1,6BC
	1,35G+1,35Mc120
	1,35G+1,35D240

III.5.2) - MODELISATION DU PONT

III.5.2.1) - PREMIERE VARIANTE : PONT A POUTRES VIPP

Sachant que l'ouvrage est un pont isostatique composé de deux travées identiques indépendantes, l'étude du tablier d'une seule travée est suffisante.

La modélisation dépend du logiciel utilisé, on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable. Les surcharges sont disposées de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable [7].

MODELISATION DU TABLIER A L'AIDE DU LOGICIEL ROBOT

Le tablier est composé de 7 poutres et d'une dalle supportée par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

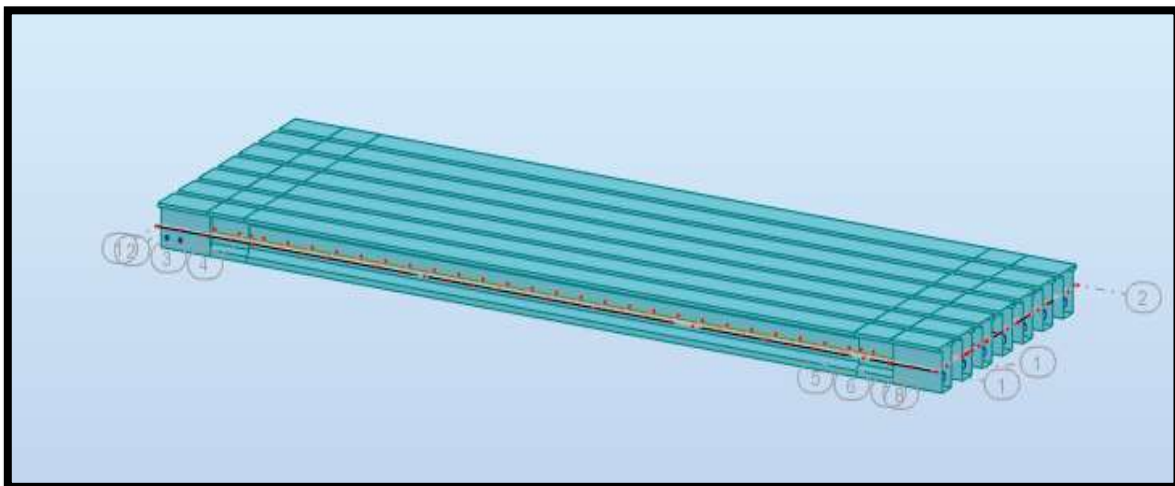


Figure III.5) - Modélisation du tablier sur ROBOT

Après avoir défini toutes les caractéristiques des matériaux, les dimensions, et introduit toutes les charges et surcharges ainsi que leur combinaisons adéquates, les résultats des sollicitations au niveau du tablier et au niveau de chaque poutre sont affichés graphiquement et numériquement. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4) - Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU

Surcharges		ELU		ELS	
		Moment Fléchissant	Effort Tranchant	Moment Fléchissant	Effort Tranchant
		MN.m	MN	MN.m	MN
Surcharge A(L)	1 voie	6,66	0,93	4,95	0,69
	2 voies	6,95	0,93	5,17	0,69
Surcharge Bt	1 voie	6,51	0,94	4,84	0,7
	2 voies	7,01	1,02	5,21	0,76
Surcharge Bc	1 voie	7,02	1,12	5,22	0,83
	2 voies	7,45	1,12	5,54	0,84
Surcharge MC120		7,8	1,19	5,7	0,79
Surcharge D240		8,08	1,23	6	0,91

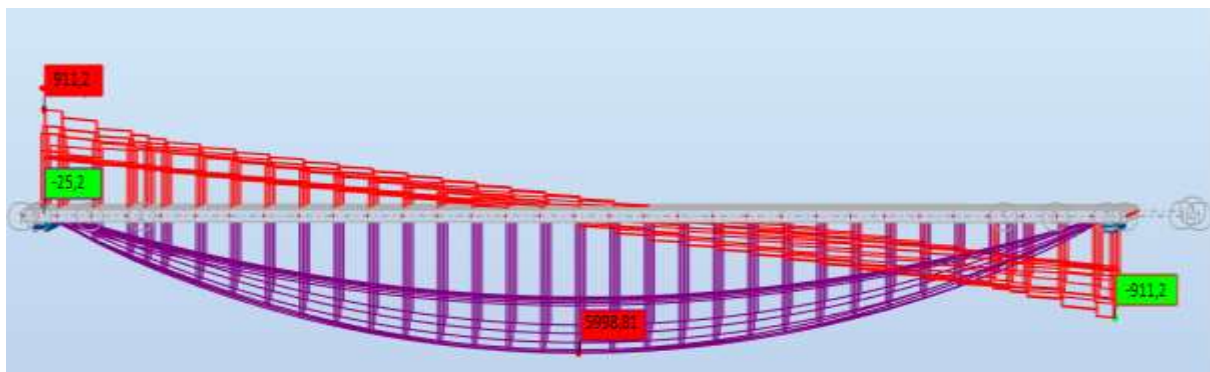


Figure III.6) - Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous la combinaison G+D240 t

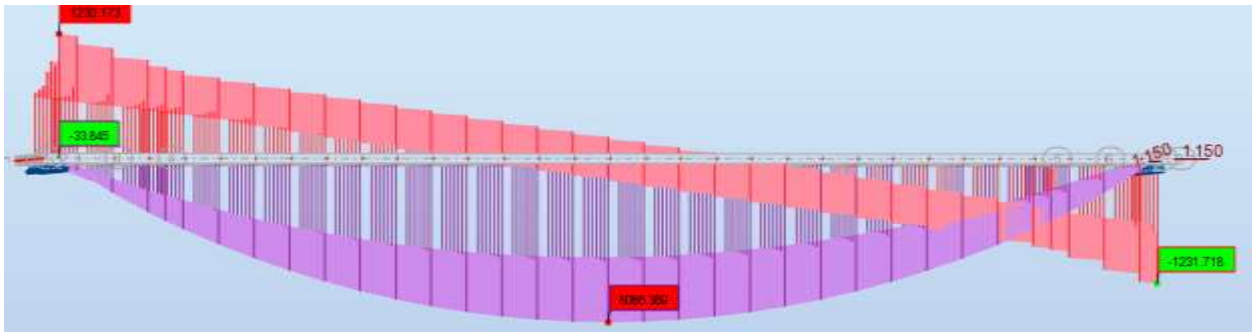


Figure III.7) - *Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU sous la combinaison G+D240*

III.5.2.2) - DEUXIEME VARIANTE : PONT BIPOUTRES

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses.

CSI Bridge est un logiciel de calcul des efforts internes. Ce logiciel est fréquemment utilisé par les Ingénieurs Civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices divers et de barrages, etc.

Ce logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

Notre ouvrage est isostatique avec 2 travées identiques et indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle en béton armé d'épaisseur variable avec 2 poutres en acier).

MODELISATION DU TABLIER PAR LOGICIEL CSI BRIDGE

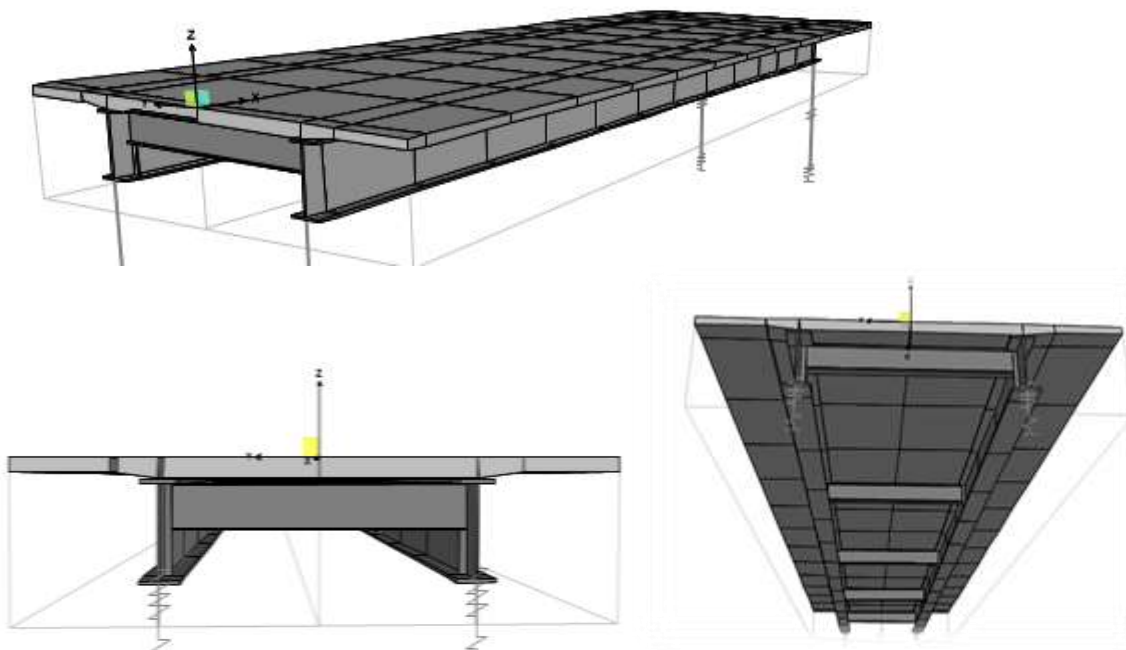


Figure III.8) - *Modélisation du tablier mixte bipoutres sur CSIBRIDGE.*

Tableau III.5) - Moments et efforts tranchant de la poutre principale, dus aux combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU

Surcharges	ELU		ELS	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
	KN.m	KN	KN.m	KN
Surcharge AL	8829,7619	989,678	7281,3051	765,965
Surcharge Bc	10797,0246	1147,605	8031,7521	853,629
Surcharge militaire Mc120	14845,0745	1543,992	10996,3514	1143,698
Convoi exceptionnel D240	11927,8082	1249,884	8094,6728	846,581
Combinaison extrême	14845,0745	1543,992	10996,3514	1143,698

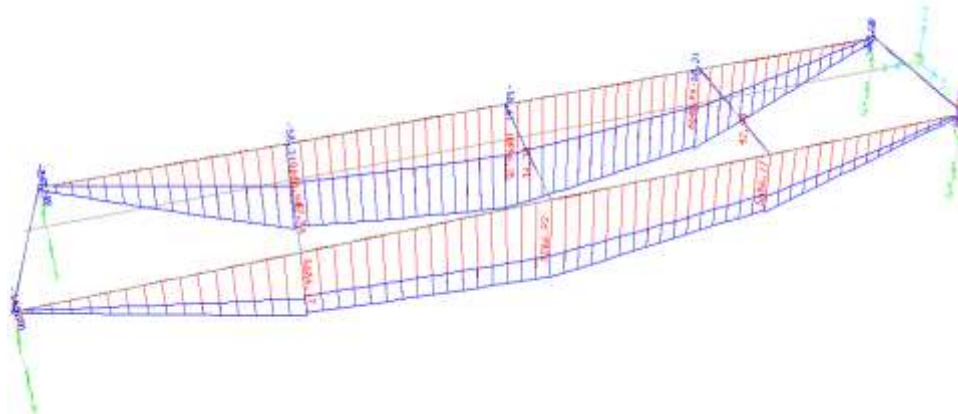


Figure III.9) - Diagramme des moments combinaison max à l'ELS G+MC120

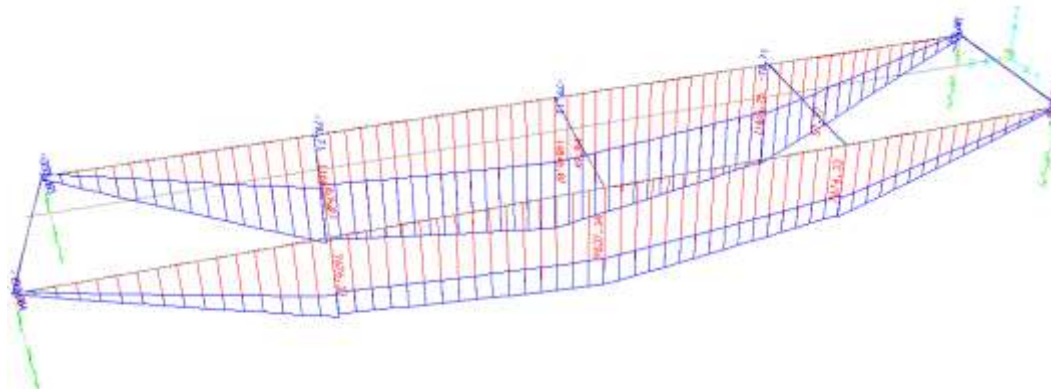


Figure III.10) - Diagramme des moments combinaison max à l'ELS G+MC120

III.6) - CONCLUSION

La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre l'optimisation, le calcul et la conception des structures.

Enfin, grâce à l'utilisation des logiciels on a déterminé les sollicitations pour la variante VIPP ainsi que pour la variante mixte bipoutre. Ce qui va nous permettre de continuer l'étude de notre projet en commençant d'abord par la vérification de la variante mixte bipoutre, suivi, par l'étude du tablier de la variante VIPP.

CHAPITRE V :

ETUDE DU TABLIER MIXTE BIPOUTRE

IV ETUDE DU TABLIER VARIANTE MIXTE BIPOUTRE.

IV.1) - INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est la vérification de la variante 'pont mixte bipoutre' en phase de coulage et en phase de service, pour conclure par un devis quantitatif et estimatif.

Rappelons les caractéristiques géométriques de la section des poutres principales :

$$h = 1,5m$$

$$h_w = 1,39m : \text{ hauteur de l'âme entre semelles.}$$

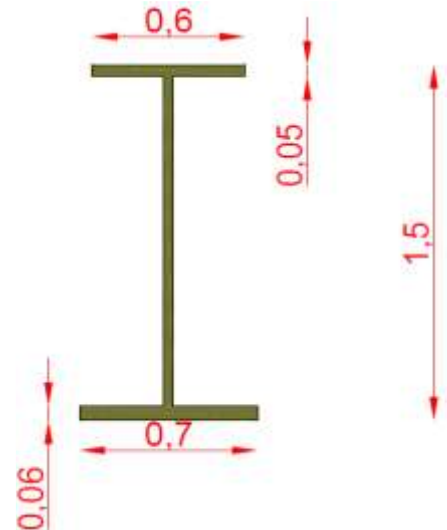
$$t_w = 0,04m$$

$$b_s = 0,6m$$

$$b_i = 0,7m$$

$$t_s = 0,05m$$

$$t_i = 0,06m$$



IV.2) - VERIFICATION EN PHASE 1 (PHASE COULAGE)

Une première phase qui correspond au moment où la dalle vient d'être coulée : le poids du métal et de la dalle s'applique alors et la section résistante se limite à la section en métal.

Voici les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchant sous le poids propre des poutres métalliques et du béton coulé.

Tableau III.6) - Résultats moment fléchissant et effort tranchant sous le poids propre uniquement

Sollicitation	Valeur
Moment fléchissant(KN.m)	5281,3051
Effort tranchant(KN)	565,965

IV.2.1) - CARACTERISTIQUES DE LA SECTION METALLIQUE

IV.2.1.1) - CLASSE DE RESISTANCE DE LA POUTRE

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

IV.2.1.2) - CLASSE DE LA SEMELLE

$$\frac{b}{2t_f} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{700}{2 \times 60} \leq 9 \times 0,81$$

$$5,83 \leq 7,29$$

$$\frac{b}{2t_f} \leq 9\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

IV.2.1.3) - CLASSE DE L'AME

$$\frac{hw}{tw} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{139}{4} \leq 72 \times 0,81$$

$$34,75 \leq 58,32$$

$$\frac{hw}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

On aboutit à une poutre de classe 1. Profilé PRS (Profilé reconstitué soudé) de classe 1.

IV.2.1.4) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

On a déterminé les caractéristiques géométriques de la section de la poutre principale par le logiciel de dessin AUTOCAD 2016.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.7) - Caractéristiques géométriques de la section

Définition	Valeur	Unité
S : Aire de la section	0,1276	m ²
P : Périmètre de la section	5,52	m
Y _{GA} : L'ordonné du centre de gravité	0,6856	m
I : Moment d'inertie de la section	0,046	m ⁴

IV.2.2) - VERIFICATION VIS-A-VIS DU MOMENT FLECHISSANT

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 5281,3051 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{Mo}} \gamma_{Mo} = 1,1$$

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \times h^2}{4} + (b - t_w)(h + t_f)t_f$$

$W_{pl,y}$: Module de flexion plastique.

$$W_{pl,y} = 0,076776 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,rd} = \frac{0,076776 \times 10^9 \times 355}{1,1} = 2,478 \times 10^{10} N \cdot mm = 24780 KN \cdot m$$

$$M_{pl,rd} = 24780 KN \cdot m$$

$$M_{sd} = 5281,3051 KN \cdot m < M_{pl,rd} = 24780 KN \cdot m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section résiste au moment fléchissant agissant au niveau de la poutre métallique lors de la phase de coulage.

IV.2.3) - VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT DE L'AME

$$\text{Condition à vérifier : } V_{sd} < V_{pl,z,rd}$$

$$V_{sd} = 565,965 KN$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times f_y \times \frac{A_v}{\gamma_{Mo}}$$

A_v : Aire de cisaillement. Pour les profilés RPS \rightarrow

$$A_v = (h - 2t_f) \times t_w = (1,5 - 2 \times 0,06) \times 0,04 = 0,0552 m^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{0,0552 \times 10^6}{1,1} = 10332,44 KN$$

$$V_{sd} = 565,965 KN < V_{pl,rd} = 10332,44 KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4) - INTERACTION MOMENT – EFFORT TRANCHANT

$$\text{Condition à vérifier : } V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 565,965 KN < 0,5 \times V_{pl,rd} = 5166,22 KN$$

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant.

Dans notre cas on n'a pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant, chaque vérification se fait donc de manière indépendante.

IV.2.5) - VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE 1

Contraintes dans les poutres métalliques :

Dans cette phase, la section mixte n'est pas prise en compte, le coefficient d'équivalence $n = \infty$.

On vérifie la condition suivante : $\sigma_a < \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$

Où : $\sigma_a = \frac{M \times V}{I}$: contrainte de l'acier dans la poutre métallique.

M : Moment fléchissant dû au poids propre.

$V = h - Y_G$: distance entre le centre de gravité G et la fibre la plus haute.

I : Moment d'inertie de la section.

$$\sigma_a = \frac{5281305,1 \times (1500 - 685,6)}{0,046 \times 10^{12}} = 0,094 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_a = 0,094 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{355}{1,1} = 322,73 \text{ N/mm}^2$$

La condition est largement vérifiée.

IV.2.6) - VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES AU DEVERSEMENT

Dans le cas des ponts mixtes la dalle retient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

Le déversement se produit par rapport à l'axe d'inertie fort. Une barre ne se déverse pas si le moment maximal M qu'elle encaisse est inférieur au moment résistant (M_{bRd}) :

$$M \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

M_{bRd} : La résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction spécifique au déversement.

$W_{el,y}$: Module de flexion élastique.

f_y : Limite élastique.

γ_{M1} : Facteur partiel de sécurité en instabilité élastique $\gamma_{M1}=1$.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

Où : $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$

α_{LT} : Facteur d'imperfection, qui correspond à la courbe de déversement appropriée, est donné dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.8) - Facteur d'imperfection et critères de choix de la courbe de déversement.

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau III.9) - Courbes de déversement pour chaque type de section

Section transversale	Limites	Courbe de déversement
Section en I laminée	$\frac{h}{b} \leq 2$	a
	$\frac{h}{b} < 2$	b
Section en I soudée	$\frac{h}{b} \leq 2$	c
	$\frac{h}{b} < 2$	d
Autres sections	-	d

L'élançement réduit λ_{LT} se définit par la formule suivante : $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \times f_y}{M_{cr}}}$ pour un calcul élastique.

M_{cr} : est le moment critique pour le déversement élastique, calculé sur la base des propriétés de la section transversale brute en tenant compte des conditions de chargement et de la distribution réelle des moments.

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

Avec :

I_y : Inertie de flexion suivant y,

I_z : Inertie de flexion suivant z,

I_t : Inertie de torsion, donné par la formule suivante,

$$I_t = \frac{1}{3} [2c_1 t_1 + 2c_2 t_2 + (b_1 + b_2) t_w^3]$$

I_w : Facteur de gauchissement, donné par la formule suivante,

$$I_w = \frac{2(b_1 + b_2)^2 c_1^3 c_2^3 t_{f1} t_{f2}}{3(c_1^3 t_{f1} + c_2^3 t_{f2})}$$

$W_{el,y}$: Module de résistance élastique, il est donné par la formule suivante,

$$W_{el,y,sup} = \frac{I_y}{b_1 + \frac{t_{f1}}{2}} ; W_{el,y,inf} = \frac{I_y}{b_1 + \frac{t_{f2}}{2}}$$

C_1, C_2, C_3 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$k = 1, k_w$: Facteurs de longueur effective : $k = 1 ; k_w = 1$.

Z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

Z_c : Coordonnée du centre de cisaillement par rapport au centre de gravité avec :

$$Z_c = \frac{b_1 c_1^3 t_{f1} - b_2 c_2^3 t_{f2}}{c_1^3 t_{f1} + c_2^3 t_{f2}}$$

Z_g : Distance entre le centre de cisaillement et le point d'application de la charge,

Z_j : Caractéristique sectorielle définie par : $Z_j = Z_c + \frac{\int z(y^2+z^2)dA}{2I_y}$

Remarque : Le déversement peut être négligé pour un élancement réduit λ_{LT} inférieur ou égal à 0,4 ($\lambda_{LT} \leq 0,4$).

- On peut aussi déterminer λ_{LT} par la méthode suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,059$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 32\text{m} ;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,046 \times 10^{12}}{0,1276 \times 10^6}} = 600,42 \text{ mm}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L_f}{i} = \frac{32 \times 10^3}{600,42} = 53,3$$

$$\lambda_{LT} = \frac{53,3}{76,059} \times \sqrt{1} = 0,7 > 0,4$$

Donc présence du risque de déversement.

$$\text{PRS} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,49(0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,8675$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,8675 + \sqrt{0,8675^2 - 0,7^2}} = 0,725$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \times W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_{el,y} = 0,056 \text{ m}^3$$

$$M_{bRd} = 0,725 \times 5,6 \times 10^7 \times \frac{355}{1} = 14413 \text{ KN.m}$$

$$M = 5281,3051 \text{ KN.m} \leq M_{bRd} = 14413 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.7) - LA VERIFICATION AU VOILEMENT

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).[12]

Si la condition suivante est vérifiée, alors il n'y a pas risque de voilement :

$$\frac{hw}{t_w} \leq 30 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_\tau}$$

hw : Hauteur d'âme entre semelles,

tw : Epaisseur de l'âme,

K_τ : Coefficient de voilement par cisaillement, dépend de la valeur de $\alpha = \frac{a}{d}$

a : Distance entre les raidisseurs transversaux, a=4.

Tableau III.10) - Valeurs du coefficient de voilement par cisaillement.

Raidisseurs transversaux intermédiaires		K_τ
-	$\alpha = \frac{a}{d} > 1$	$K_\tau = 5,35 + \frac{4}{\alpha^2}$
	$\alpha = \frac{a}{d} \leq 1$	$K_\tau = 4 + \frac{5,35}{\alpha^2}$

$$\alpha = \frac{a}{d} = \frac{4}{1,39} = 2,88 > 1 \rightarrow K_\tau = 5,35 + \frac{4}{\alpha^2} = 5,83$$

$$\frac{hw}{t_w} = \frac{139}{4} = 34,75 < 30 \times \varepsilon \times \sqrt{K_\tau} = 141,67 \rightarrow \frac{hw}{t_w} < 30 \times \varepsilon \times \sqrt{K_\tau}$$

La condition est donc vérifiée → absence du risque de voilement.

IV.2.8) - Conclusion :

D'après le calcul on voit bien que la stabilité de la poutre est vérifiée par rapport aux moments fléchissant, aux efforts tranchants, ainsi qu'au voilement et au déversement lors de la phase de coulage.

On passe à la vérification des sections en phase de service.

IV.3) - VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

Nous allons commencer cette partie par la détermination du ferrailage longitudinales et transversales de la dalle en béton armé, et cela en se basant sur les résultats numériques.

IV.3.1) - FERRAILLAGE DE LA DALLE

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m.

On a utilisé le logiciel **BA Expert** pour déterminer le ferrailage minimal.

Tableau III.11) - Ferrailage de l'hourdis.

Armatures longitudinales A_{Lcm^2}		Armatures transversales A_T (cm ²)	
A_L inf (Mi-travée)	A_L sup (Appui)	A_T inf (Mi-travée)	A_T sup (Appui)
18,8 (cm ²)	7,9 (cm ²)	26,5 cm ²	6,0 cm ²
6 ϕ 20	6 ϕ 14	6 ϕ 25	6 ϕ 12
18,84 cm ²	9,23 cm ²	29,45 cm ²	6,78 cm ²

✚ RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANT

✓ Sens transversal :

$$T_u = 109 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{109 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,484 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{adm} = \min \{ 3,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{576 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 2,56 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ CONDITION DE NON FRAGILITE

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0,06 \times f_{cj} + 0,6 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq b \times d \times \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} = 3,49 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimum d'après RPA [16].

$$A_{smin} = 0,5\% S = 0,5\% \times \frac{2,9174}{10,5} = 13,89 \text{ cm}^2$$

S : Aire de la section de la dalle par mètre linéaire.

$$A_{smin} = 13,89 \text{ cm}^2 \geq b \times d \times \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} = 3,49 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

IV.3.2) - ETUDE DE LA SECTION MIXTE**✚ Hypothèses de calcul [13]**

L'interaction entre l'acier et le béton caractérise le comportement des éléments mixtes.

Lors du calcul de la résistance d'une telle section, on se base sur les deux hypothèses :

- la liaison entre l'acier et le béton est rigide, ainsi tout déplacement entre ces deux matériaux est rendu impossible grâce à la présence des organes de liaison appelés connecteurs,
- l'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke.

La variation relative de la longueur de deux fibres (une dans l'acier et l'autre dans le béton) est donnée par :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} : \text{pour l'acier}$$

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b} : \text{pour le béton}$$

Des deux équations on tire un coefficient que l'on appelle : coefficient d'équivalence,

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b \rightarrow \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

IV.3.2.1) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION MIXTE

On rappelle que les caractéristiques géométriques de la section d'acier des poutres principales sont comme indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.12) - Caractéristiques géométriques de la section d'acier des poutres principales.

Définition	Valeur	Unité
S : Aire de la section	0,1276	m ²
P : Périmètre de la section	5,52	m
Y _{GA} : L'ordonnée du centre de gravité	0,6856	m
I : Moment d'inertie de la section	0,046	m ⁴

Pour les vérifications à l'état limite ultime et à l'état limite de service pour les membrures en béton, y compris les dalles mixtes, la largeur efficace peut être déterminée au moyen de l'équation suivante, où b_{eff} est indiquée sur la Figure V.6, pour une section transversale type et ceci d'après [13].

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma bei$$

Avec :

b_0 : est l'entraxe des connecteurs en saillie.

bei : est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme.

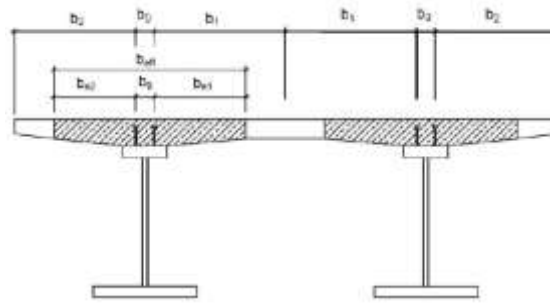


Figure III.11) - Définition de largeur efficace selon l'Eurocode 4

Avec : $b_0 = 0,6m$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{0,8 \times L}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0,8 \times 32}{8}, 2,45\right) = \min(3,2 m ; 2,45 m) = 2,45 m$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{0,8 \times L}{8}, b_2\right) = \min\left(\frac{0,8 \times 32}{8}, 2,2\right) = \min(3,2 m ; 2,2 m) = 2,2 m$$

$$b_{eff} = 0,6 + 2,2 + 2,45 = 5,25 m$$

✚ CARACTERISTIQUES DE LA SECTION DE BETON



Figure III.12) - Caractéristique géométrique de la section de béton

Tableau III.13) - Caractéristiques géométriques de la section du béton

Définition	Valeur	Unité
S : Aire de la section	1,4587	m ²
Y _{GB} : L'ordonné du centre de gravité	0,1606	m
I : Moment d'inertie de la section	0,0096	m ⁴

✚ CARACTERISTIQUES DE LA SECTION MIXTE

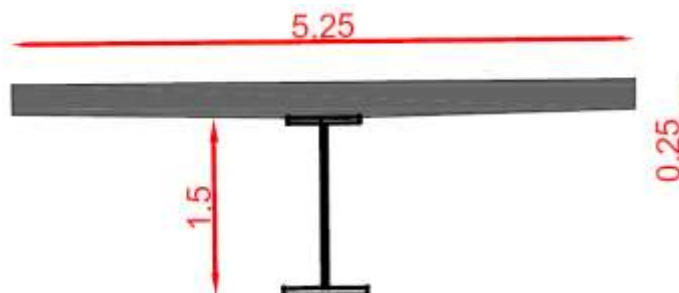


Figure III.13) - Caractéristiques de la section mixte

✚ CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION D'ACIER Y_{GM}

$$Y_{GM} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{S_b \times Y_{GB} + S_a \times Y_{GA}}{S_a + S_b} = 1,59 \text{ m}$$

DISTANCE ENTRE LE CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION DU BETON ET CELUI DE L'ACIER C :

$$C = a + b = 0,9746 \text{ m}$$

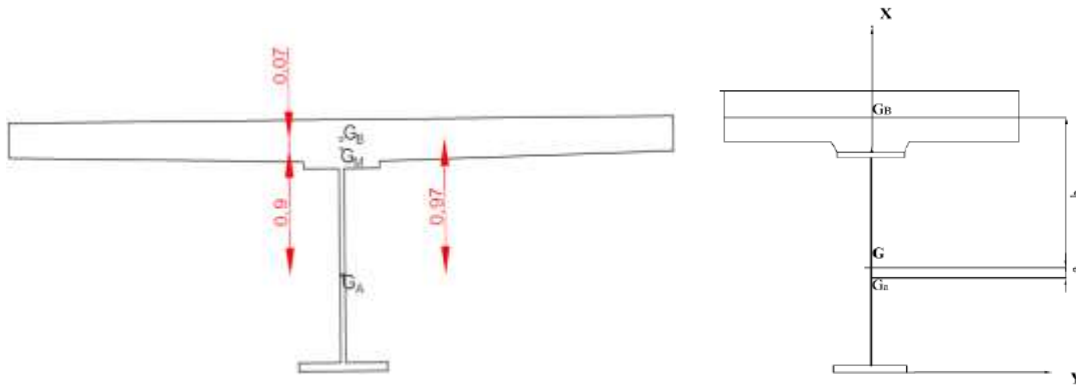


Figure III.14) - Section mixte

SECTION HOMOGENEISEE

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton

n : coefficient d'équivalence. $n = \frac{E_{acier}}{E_{beton}}$

Tableau III.14) - Valeurs du coefficient d'équivalence n.

Sollicitations	Champs d'application	Module d'équivalence n
Charges de longues durées	Charges permanentes	∞
	Charges complémentaires permanentes	18
Effets différés	Retrait	15
Charges instantanées	Surcharges	6

INERTIE DE LA SECTION MIXTE I_m

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \times S_b \times C^2}{n \times S} = I_a + \frac{I_b}{n} + a \times b \times S$$

I_a: Moment d'inertie de l'acier.

I_b: Moment d'inertie du béton.

a : Distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui de la section en acier.

b : Distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui de la section en béton.

$$C : a+b \rightarrow a = \frac{C \times S_b}{n \times S} \text{ et } b = \frac{C \times S_a}{S}$$

S : Section homogénéisée.

✚ CARACTERISTIQUES DE LA SECTION MIXTE

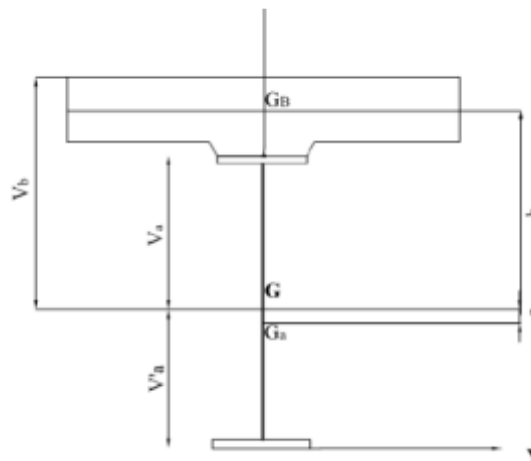


Figure III.15) - Caractéristiques de la section mixte

Tableau III.15) - caractéristiques de la section mixte.

n	S [mm ²]	a [mm]	b [mm]	$I_m * 10^9$ [mm ⁴]	V_a [mm]	V'_a [mm]	V_b [mm]	$W_a * 10^7$ [mm ³]	$W'_a * 10^7$ [mm ³]	$W_b * 10^7$ [mm ³]
∞	127600	0	974,6	46,00	814,0	686,0	1164	5,7	6,70554	4,12926
18	208639	378,6	596,0	93,61	435,4	1065	785,4	21,5	8,79334	12,7282
15	224847	421,5	553,1	99,06	392,5	1108	742,5	25,2	8,94428	14,3
6	370717	639,1	335,5	127,08	174,9	1325	524,9	72,7	9,59015	26,76

Avec :

$$V_a = b - 160.6 \text{ (mm)}$$

$$V'_a = 1500 - V_a \text{ (mm)}$$

$$V_b = V_a + 300 \text{ (mm)}$$

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$W'_a = \frac{I_m}{V'_a} \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$W_b = \frac{I_m}{V_b} \text{ (mm}^3\text{)}$$

IV.3.2.2) - VERIFICATION DE LA SECTION MIXTE

✚ VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA FLEXION

Condition à vérifier : Pour que la section de la poutre mixte la condition suivante doit être vérifiée.

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}^+$$

$$M_{pl,Rd}^+ = M_{pl,rd} + F_c(0.5h_a + 0.5h_c + h_p) - 0.5F_c \times Z_w$$

M_{sd} : Moment de la combinaison max à l'ELU déterminé via le logiciel CSIBRIDGE.

Rappelons les résultats numériques des moments et efforts tranchant à l'ELS et à l'ELU

Tableau III.16) - résultats des moments et efforts tranchants a l'ELS et a l'ELU

Surcharge	ELU		ELS	
	Moment fléchissant KN.m	Effort tranchant KN	Moment fléchissant KN.m	Effort tranchant KN
Surcharge AL	8829,7619	989,678	7281,3051	765,965
Surcharge Bc	10797,0246	1147,605	8031,7521	853,629
Surcharge militaire Mc120	14845,0745	1543,992	10996,3514	1143,698
Convoi exceptionnel D240	11927,8082	1249,884	8094,6728	846,581
Combinaison extrême	14845,0745	1543,992	10996,3514	1143,698

$$\rightarrow M_{sd} = 14845,0745 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd}$: Moment de résistance plastique dans la poutre en acier déterminé précédemment

$$M_{pl,rd} = 24780 \text{ KN.m}$$

F_c : force de compression agissant au niveau de la dalle en béton armé.

Z_w : la position de l'axe neutre.

Nous commençons d'abord par la détermination de la position de l'axe neutre. Les détails du calcul sont présentés dans l'Annexe B.

L'axe neutre plastique de la section mixte se situe a une distance de 0.72m de la fibre inférieure.

Calcul du moment de résistance plastique :

$$M_{pl,Rd}^+ = (24780 + 18593.75(0.5 \times 1.5 + 0.5 \times 0.25 + 0.05) - 0.5 \times 18593.75 \times 0.72)$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 35285.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14845,0745 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd}^+ = 35285.47 \text{ KN.m}$$

La section mixte résiste aux moments fléchissant dus aux diverses charges et surcharges aux états limites ultimes.

VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

- Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$$V_{sd} = 1543,992 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times f_y \times \frac{A_v}{\gamma_{Mo}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

Pour les profilés RPS \rightarrow

$$A_v = (h - 2t_f) \times t_w = (1,5 - 2 \times 0,06) \times 0,04 = 0,0552 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{0,0552 \times 10^6}{1,1} = 10332,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1543,992 < V_{pl,rd} = 10332,44 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ INTERACTION MOMENT – EFFORT TRANCHANT

Condition à vérifier : $V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 1543.992 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 5166,22 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant,

Il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante.

✚ VERIFICATION AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT

Les deux conditions suivantes doivent être satisfaites pour que l'élément soit bien résistant au voilement par cisaillement [12].

- $V_{sd} < V_{pla,Rd}$
- $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq V_{pla,Rd} = \frac{\eta \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} + \frac{b_f \times t_f^2 \times f_{yf}}{C \times \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{sd}}{M_{fRd}} \right)^2 \right)$$

Avec :

$V_{bw,Rd}$: Valeur estimée de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement.

$V_{bf,Rd}$: Valeur estimée de la contribution de la semelle à la résistance au voilement par cisaillement.

M_{fRd} : Moment de résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.

χ_w : Coefficient de réduction. (Contribution de l'âme).

$\eta = 1.2 \times \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M0}}$: Pour les aciers de classe S235 – S335.

Remarque :

Si on aura $M_{sd} > M_{fRd} \rightarrow$ absence de contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement.

Tableau III.17) - Valeurs de χ_w en fonction de λ_w [12]

λ_w	χ_w
$\lambda_w < \frac{0.85}{\eta}$	η
$\frac{0.85}{\eta} < \lambda_w < 1.08$	$\frac{0.83}{\lambda_w}$
≥ 1.08	$\chi_w = \frac{1.37}{(0.7 + \lambda_w)}$

Avec :

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37.4 \times t_w \times \varepsilon_w \times \sqrt{K_\tau}} = \frac{1.39}{37.4 \times 0.04 \times 0.81 \times \sqrt{5.83}} = 0.475$$

$$K_\tau = 5.35 + \frac{4}{\alpha^2} = 5.83 : \text{déterminée précédemment.}$$

$$\frac{0.85}{\eta} = \frac{0.85}{1.2} = 0.71$$

$$\chi_w = \eta = 1.2$$

- Contribution de l'âme :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{1.2 \times 355 \times 1.39 \times 0.04}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{bw,Rd} = 12431.72 \text{ KN}$$

- Contribution de la semelle :

$$M_{fRd} = t_f \times b \times \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} (h_w + t_f) = 0.05 \times 0.6 \times \frac{355}{1.1} = 9681.82 \text{ KN}$$

Rappelons que $M_{sd} = 14845,0745 \text{ KN.m}$

Donc on a : $M_{sd} = 14845,0745 \text{ KN.m} > M_{fRd} = 9681.82 \text{ KN}$

$M_{sd} > M_{fRd} \rightarrow$ Pas de contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 12431.72 \text{ KN}$$

$$V_{pla,Rd} = \frac{\eta \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{1.2 \times 355 \times 1.39 \times 0.04}{\sqrt{3} \times 1.1} = 12431.72 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Ainsi que :

$$V_{sd} = 1543.992 \text{ KN} < V_{pla,Rd} = 12431.72 \text{ KN}$$

✚ VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LA SECTION MIXTE

Récapitulants les caractéristiques de la section mixte pour chaque coefficient d'équivalence :

Tableau III.18) - Caractéristiques géométriques de la section mixte pour chaque valeur de n.

n	S [mm ²]	$I_m \times 10^9$ [mm ⁴]	$W_a \times 10^7$ [mm ³]	$W'_a \times 10^7$ [mm ³]	$W_b \times 10^7$ [mm ³]
∞	127600	46,00	5,7	6,70554	4,12926
18	208639	93,61	21,5	8,79334	12,7282
15	224847	99,06	25,2	8,94428	14,3
6	370717	127,08	72,7	9,59015	26,76

Calculons les contraintes pour les différentes valeurs du coefficient n.

Avec :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd}}{W_a}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{W_b \times n}$$

Les conditions à vérifier pour chaque valeur de n :

- $\sigma_a < \frac{f_e}{1.1} = \frac{355}{1.1} = 322.73 \text{ MPa}$
- $\sigma_b < 0.6 \times f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.19) - Valeurs des contraintes dans la section mixte.

n	σ_b	σ_a	Observation
∞	0	262,6932748	Condition vérifiée
18	6,47951	69,05565494	CV
15	6,91839	58,81771365	CV
6	9,24494	20,42552179	CV

Les conditions sont vérifiées pour chaque valeur du coefficient d'équivalence.

IV.3.3) - CONCLUSION

La résistance des poutres est satisfaite en phase de service vis-à-vis du voilement par cisaillement, des moments de flexion, de l'effort tranchant, et enfin de l'interaction moment fléchissant-effort tranchant.

Les contraintes sont vérifiées, pour chaque coefficient d'équivalence correspondant à court terme et à long terme.

IV.4) - VERIFICATION DES ENTRETOISES

Rappelons les dimensions des entretoises.

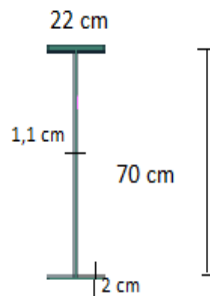


Figure III.16) - Caractéristiques géométriques des entretoises.

IV.4.1) - VERIFICATION VIS-A-VIS DU MOMENT FLECHISSANT

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

Les résultats des sollicitations maximales (Moments fléchissant et efforts tranchant) au niveau des entretoises sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.20) - Moments fléchissant et efforts tranchants au niveau des entretoises

Moment fléchissant KN.m	Effort tranchant KN
109.89 KN.m	89.78 KN

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$W_{pl} = 4000 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{4000 * 10^3 \times 355}{1.1} = 1290.9 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd} \rightarrow$ Condition vérifiée.

IV.4.2) - VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$V_{sd} = 89.78 \text{ KN}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times f_y \times \frac{A_v}{\gamma_{Mo}}$$

A_v : Aire de cisaillement. Pour les profilés RPS \rightarrow

$$A_v = (h - 2t_f) \times t_w = (1,5 - 2 \times 0,02) \times 0,011 = 0,01606 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{0,01606 \times 10^6}{1,1} = 3006,14 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow$ Condition vérifiée

IV.4.3) - VERIFICATION AU CISAILLEMENT

$$\tau = \frac{T}{t_w h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 142 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau = \frac{T}{t_w h_w} = \frac{89.78}{0,011 \times 0,64} = 12.752.84 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$\tau = \frac{T}{t_w h_w} \leq \tau_{adm} : \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les entretoises sont vérifiées vis-à-vis des moments fléchissant, des efforts tranchants, et du cisaillement.

IV.5) - CALCUL DES CONNECTEURS [15]

Les goujons utilisés dans notre ouvrage ont les dimensions suivantes :

$$\phi = 32 \text{ mm} ; \quad h = 150 \text{ mm} ; \quad d = 19 \text{ mm}$$

Avec une limite d'élasticité $f_y = 350 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ et une contrainte de rupture $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

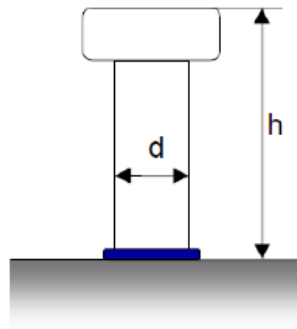


Figure III.17) - Dimension d'un goujon

Ce type de connecteurs peut subir deux modes de ruine :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied :

$$R_1 = 0,8 \times f_{su} \times \frac{\pi d^2}{4} = 102018,6 \text{ N}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied :

$$R_2 = 0,29 \times d^2 \times \sqrt{E_i \cdot f_{bu}} = 56071,45 \text{ N}$$

E_i : Module d'élasticité du béton,

f_{su} : Résistance ultime à la traction de l'acier du goujon (450 MPa),

f_{bu} : Résistance ultime à la compression du béton (22,67 MPa),

h : Hauteur du goujon,

d : Diamètre du goujon.

A l'état limite ultime, un connecteur a une résistance de calcul notée Rd avec :

$$Rd = \min (R_1, R_2) = 56071,45 \text{ N}$$

IV.5.1) - EFFORT DE CISAILLEMENT DANS LA JONCTION ACIER-BETON

L'effort de cisaillement en état limite ultime est calculé comme suit :

- **Acier**

$$F_a = \frac{A_a \times \sigma_a}{1,05} = \frac{0,1276 \times 355}{1,05} = 43,14 \text{ MN}$$

- **Béton**

$$F_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \times B_{eff} \times h_c = 18,6 \text{ MN}$$

IV.5.2) - LE NOMBRE DE GOUJONS

Il est déterminé comme suit :

$$N = \frac{\min\{F_a ; F_b\}}{Rd} = \frac{18,6 \times 10^3}{56,071} = 332 \approx 11 \text{ goujons/ml}$$

IV.5.3) - ESPACEMENT DES GOUJONS

$$e_g = \frac{100}{11} = 9,1 \text{ cm.}$$

IV.6) - DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER MIXTE BIPOUTRE

Rappelons que notre ouvrage comporte 2 ponts de mêmes caractéristiques tels que chacun comporte deux 2 travées de 32.0 m. Le devis est fait uniquement pour un seul ouvrage.

Tableau III.21) - Devis estimatif de la variante mixte bipoutre.

DEVIS ESTIMATIF POUR OUVRAGE ECHANGEUR DE DJEBAHIA RN25 PONTS A 2 TRAVEES DE 32 ML A TABLIER MIXTE BIPOUTRES					
N°	DESIGNATIONDES ARTICLES	U. M	Quantité	PU	Montant (DA)
1	Section 1 : Forfait				
1-1	Installation et repliement de chantier	F	1	8 000 000,00	8 000 000,00
1-2	Etude	F	1	4 500 000,00	4 500 000,00
2	Section 2 : BETON-COFFRAGE (SUPERSTRUCTURE)				
2-1	Béton pour hourdis y compris	m^3	185 ,6	25000,00	4 640 000,00

	exécution de coffrage et toutes sujétions				
2-2	Béton pour trottoirs et corniches y compris le coffrage	m^3	48,64	15000,00	729 600,00
2-2	Couche de revêtement $ep = 8cm$	m^2	589	1500,00	883 500,00
3	Section 03 : CHARPENTE METALLIQUE				
3-1	Poutres reconstitués soudés (32ml) de hauteur 1,5m	Kg	127395,84	306,00	38 983 127,04
3-2	Entretoises (5,5ml) profilés laminés type HE 400 A	Kg	6889,74	306,00	2 108 260,4
3-3	Goujons a tête ronde	Kg	524	306,00	160 344,00
4	Section 04 : ACIERS				
4-1	Acier Fe E500 pour superstructure	T	17,56	150000,00	2 634 000,00
5	Section 05 : EQUIPEMENT				
5-1	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis type Freyssinet ou équivalent	U	8	55000,00	440 000,00
5-2	Confection et pose de dalette pour trottoirs y compris toutes sujétions	ml	128	1750 ,00	224 000,00
5-3	Fourniture et Pose de joint de chaussée	ml	30	110 000,00	3 300 000,00
5-4	Chape d'étanchéité sur ouvrage	m^2	672	3500,00	2 352 000,00
5-5	Feutre bitumineux	m^2	672	4500,00	3 024 000,00
5-6	Fourniture et pose de garde-corps métallique	ml	128	18500,00	2 368 000,00
5-7	Fourniture et mise en place de descente d'eau en PVC 100mm	ml	22	1750,00	38500,00
5-8	Fourniture et mise en place de Gargouille diamètre 200 y compris toutes sujétions	U	12	28000,00	336 000,00
	TOTAL GENERAL H. T			74 721 331,44 DA	
	TVA 19%			14 197 052,97 DA	
	TOTAL GENRAL TTC			88 918 384,41 DA	

IV.7) - CONCLUSION

Après avoir vérifié la variante mixte bipoutre vis-à-vis des sollicitations susceptibles d'être appliquées, en phases de coulage et de service, celle-ci répond parfaitement aux conditions de stabilité. Et nous avons établi un devis quantitatif et estimatif pour le tablier mixte bipoutre.

On s'intéressera dans le chapitre qui suit à l'étude du tablier de la variante poutres précontraintes VIPP qui comporte l'étude de la précontrainte ainsi que l'étude de l'hourdis.

CHAPITRE V :

ETUDE DU TABLIER VIPP

V ETUDE DU TABLIER VARIANTE VIPP

INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est l'étude du tablier de la variante pont à poutres précontraintes, cette étude comporte deux parties :

- L'étude de la précontrainte.
- L'étude de l'hourdis.

V.1) -ETUDE DE LA PRECONTRAINT

V.1.1) - INTRODUCTION

Le béton précontraint est un béton soumis à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de tractions qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. En évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendue inutile.

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte de la variante VIPP, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes dans ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

V.1.2) - PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension
- Précontrainte par post tension

Pour notre projet, nous choisissons la technique de précontrainte par post tension.

V.1.3) - PRECONTRAINT

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

V.1.4) - TYPE DES CABLES UTILISES

Pour notre cas on choisira des câbles 12T15 (en utilisant des torons : $\phi 15,2$) avec les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine : $\phi 80 \text{ mm}$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 190000 \text{ MPa}$

V.1.5) - DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Le dimensionnement de la précontrainte consiste à calculer le couple **P** (la force de précontrainte) et **e** (l'excentricité du câble) pour ensuite déduire le nombre de câbles.

V.1.6) - DONNES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Pour le dimensionnement de la précontrainte, on exige d'avoir quelques données pour le calcul et des hypothèses pour la vérification, qu'on peut citer comme suit :

V.1.6.1) - CLASSE DE PRECONTRAINTE

Sachant que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif, on considère alors la précontrainte de **classe II** d'où les contraintes admissibles de compression et de traction du béton pour la vérification des contraintes normales à l'ELS sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1) - Les contraintes admissibles de traction et compression du béton

Phase	Contrainte admissible		Combinaison casi-permanente	Combinaison rare
Exécution	$\overline{\sigma_{bt}}$		$-1.5ftj$	-
	$\overline{\sigma_{bc}}$		$0.6fcj$	-
Service	$\overline{\sigma_{bt}}$	$\overline{\sigma_{bt1}}$	$-1.5ftj$	$-1.5ftj$
		$\overline{\sigma_{bt2}}$	0	$-ftj$
	$\overline{\sigma_{bc}}$		$0.5fcj$	$0.6fcj$

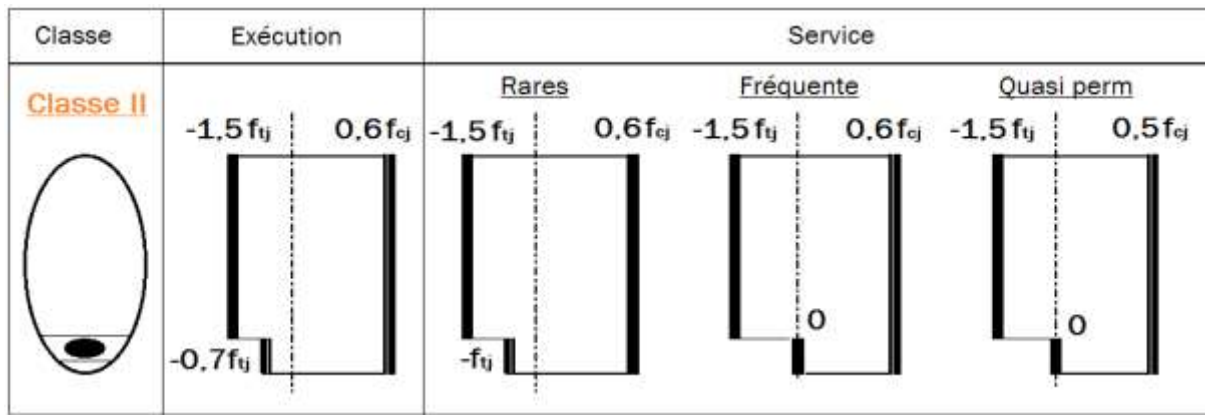


Figure IV.1) - Contraintes admissibles de traction et compression du béton classe 2

V.1.6.2) - LES EFFORTS INTERNES

Ces sollicitations sont tirées du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional, après modélisation des deux modèles, le premier : poutre seule uniquement sous son poids propre, le deuxième : tablier avec toutes les charges permanentes et roulantes.

Tableau IV.2) - Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant

Moment fléchissant (MN.m)	$M_{max} - ELS$ (Combinaison : G + D240)	6
	$M_{min} - ELS$ (G : Charges permanentes du tablier)	3,174
	M dû au poids propre de la Poutre seule	2,06
Effort tranchant (MN)	V_{max} (G + D240)	0,850
	V_{min} G : Combinaison des Charges permanentes	0,433

V.1.6.3) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La géométrie des poutres est élaborée à partir du logiciel de dessin AUTOCAD, les résultats sont donnés dans les figures suivantes :

Tableau IV.3) - Caractéristiques géométriques des sections

B (m²)	L'aire de la section	
Bn (m²) = B - 5%B	L'aire nette de la section	
Ω (m)	Le périmètre de la section	
v' (m)	La distance entre la fibre la plus bas et le centre de gravité de la section	
v (m)	$v = h - v'$	
I_G (m⁴)	Moment d'inertie de la section	
I_n (m⁴)	Moment d'inertie nette de la section	
i² (m²)	Rayon de giration	
ρ = $\frac{i^2}{v \times v'}$	Rendement géométrique de la section.	

Tableau IV.4) - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS SANS ET AVEC HOURDIS

-	-	Section d'about	Section intermédiaire	Section médiane
Sans hourdis	B (m ²)	1.1166	1.054	0.6807
	Bn (m ²)	1.060	1.0013	0.646
	Ω (m)	5.3502	5.076	5.7716
	v' (m)	0.7909	1.051	0.7872
	I (m ⁴)	0.2262	0.426	0.1905
	In (m ²)	0.204	0.383	0.1714
	i ² (m ²)	0.203	0.404	0.280
	ρ	0.361	0.856	0.499
Avec hourdis	B (m ²)	1.4916	1.446	1.0557
	Bn (m ²)	1.417	1.37	1.003
	Ω (m)	6.4502	6.316	6.8716
	v' (m)	1.0005	1.342	1.0605
	I (m ⁴)	0.4235	0.758	0.3621
	In (m ²)	0.3811	0.682	0.325
	i ² (m ²)	0.284	0.524	0.343
	ρ	0.379	0.957	0.469

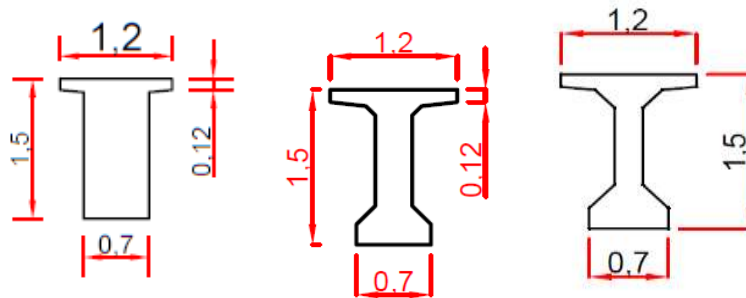


Figure IV.2) - Sections sans hourdis

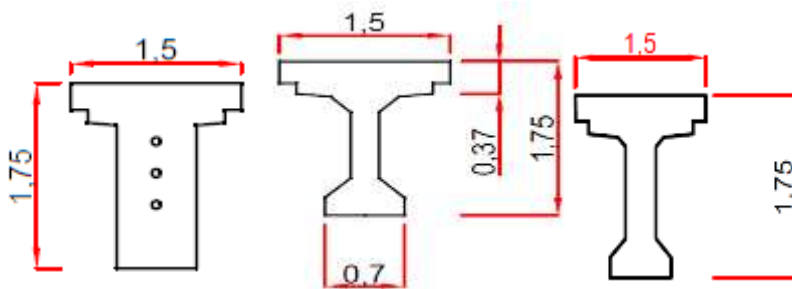


Figure IV.3) - Section avec hourdis

V.1.7) - FORCE DE PRECONTRAINT

La force de précontrainte est calculée comme suit :

$$P = \max[PI ; PII]$$

Avec :

- { PI : force de précontrainte de la section sous critique.
- { PII : force de précontrainte de la section sur critique

En considérant les caractéristiques géométriques de la section nette médiane avec hourdis :

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$PII = \frac{MM + \frac{1}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Tableau IV.5) - Force de précontrainte

σ_{bt2}	$-f_{tj}$	-3,00	MPa
σ_{bt1}	$-1.5f_{tj}$	-4,50	MPa
d'	$0.1 \times h(p + d)$	0,18	m
PI	$\frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$	-0,35	MN
PII	$\frac{MM + \frac{1}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$	4,12	MN
P_{MIN}	$Max\{PI PII\}$	4,12	MN

Cette force de précontrainte représente la valeur minimale pour vérifier les contraintes de traction, alors qu'il existe une valeur maximale à ne pas dépasser pour avoir les contraintes de compression dans l'intervalle admissible.

$PII > PI \Rightarrow$ alors notre section est sur-critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

On note que l'enrobage $d'=0,1h$.

V.1.8) - NOMBRE DES CABLES

Pour déterminer le nombre de câble, on doit estimer le pourcentage des pertes totales de précontrainte, qui est de **25%** dans notre cas.

Pour un câble **12T15** on aura :

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPA} ; f_{peg} = 1593 \text{ MPA} ; A_p = 0,00168 \text{ m}^2$$

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est égale à :

$$\sigma_{po} = \min [0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}]$$

$$\rightarrow \sigma_{po} = \min [0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}] = \min [1416 ; 1433.7] = 1416 \text{ MPA.}$$

\rightarrow L'effort de précontraint se calcule comme suit :

$$P0 = Ap \times \sigma_{po}$$

$$P0 = 2.38 \text{ MN}$$

Le nombre de câble se calcule en se basant sur l'inégalité suivante :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75 P_0}$$

$$n \geq 2.31$$

On adoptera donc pour **3** câbles de **12T15**.

V.1.9) - VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les fibres inférieures et supérieures de la section considérée doivent satisfaire les conditions suivantes dans chaque phase en exécution et en exploitation :

➤ **A VIDE**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{Mv}{In} - \frac{P.eo.v}{In} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{Mv'}{In} + \frac{P.eo.v'}{In} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

➤ **EN CHARGE**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{Mv}{In} - \frac{P.eo.v}{In} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{Mv'}{In} + \frac{P.eo.v'}{In} \geq \overline{\sigma_{bt}} \end{cases}$$

Les phases de vérifications des contraintes normales sont présentées dans le tableau suivant

Tableau IV.6) - La description des phases de vérification

Phase	Première phase : Après 7 jours	Deuxième phase : Après 28 jours	3ème phase : Après coulage de la dalle	Quatrième phase : En service
% des pertes	10%	20%	20%	25%
Moment à considérer	Poutre seule (Poids propre)	Poutre seule (Poids propre)	Poutres + dalles (Poids propres)	Moment max a l'ELS
Section à considérer	La poutre seule		La poutre + dalle	

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7) - Résultats des vérifications

Phase	e ₀	M	P	I _n	B _n	v	v'	σ _{sup}	σ _{inf}	ε _{bc}	ε _{bt}	Obs
	(m)	(KN.m)	(MN)	(m ⁴)	(m ²)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	-
Phase 1	0,61	2,06	3,21	0,1714	0,646	0,713	0,787	5,2	4,72	15,89	-3,28	CV
Phase 2	0,61	2,06	5,71	0,1714	0,646	0,713	0,787	2,7	15,61	24,00	-4,50	CV
Phase 3	0,89	3,86	5,71	0,325	0,9975	0,69	1,06	3,00	10,18	24,00	-4,50	CV
Phase 4	0,89	6	5,35	0,325	0,9975	0,69	1,06	7,68	1,6	24,00	-4,50	CV

V.1.10) - VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE DE LA PRECONTRAINTE

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble et cela en considérons la section de la poutre avec hourdis à mi-travée.

La valeur de la précontrainte minimale est donnée par l'expression suivante :

$$n \times p_0 \leq Bn \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho h}$$

Tel que : $\rho = \frac{I}{B \times v \times v'} = 0,502$

$$n \times P_0 = 3 \times 0,75 \times 2,38 = 5,355$$

$$Bn \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho h} = (0,998 \times 24) - \frac{6 - 3,18}{0,502 \times 1,75} = 20,72905$$

$$5,355 < 20,72905 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A L'ABOUT

Pour la section d'about sans hourdis, on a : $e_o = -(V' - d') = -0.6m$.

On doit vérifier les contraintes sur la fibre inférieure et supérieure, pour vérifier le nombre de câbles à l'about

Celle-ci passe par la vérification des deux inégalités suivantes :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_{sup} \text{ et } \sigma_{bc} \geq \sigma_{inf}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{Mv}{In} - \frac{P \cdot e_o \cdot v}{In} = (-1,34 \times p) + 7,02$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{Mv'}{In} + \frac{P \cdot e_o \cdot v'}{In} = (3,36 \times p) - 7,84$$

Avec :

$$M_{poutre} = 2,02 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = P(-1,34) + 7,02 \geq -2.1 \rightarrow (1)$$

$$\sigma_{inf} = P(3,36) - 7,84 \leq 24 \rightarrow (2)$$

$$(1) \Rightarrow P \leq 7,74 \text{ MN}$$

$$(2) \Rightarrow P \leq 9,65 \text{ MN}$$

$$D'où : P = n \times P_0 \times 0,75 \text{ qui donne : } n = \frac{p}{0,75 \times P_0}$$

$$FS : n \leq 3,33 ; FI : n \leq 5,4$$

Avec :

FS : fibre supérieure

FI : fibre inférieure

Pour faciliter le travail, on fait une extension de tous les câbles vers l'about.

On prend donc trois câbles à l'about (**n=3**) de **12T15**

D'après les résultats trouvés dans le tableau précédent on trouve que cette relation est bien vérifiée.

V.1.11) - POSITION DES CABLES**V.1.11.1) - POSITION DES CABLES SUR APPUI.**

Le positionnement des câbles se fait comme suit : [2]

- Prendre un espacement de 30 cm entre deux câbles successifs
- fixer le positionnement du câble moyen dans la section d'about de telle sorte qu'il soit le centre de gravité moyen entre la section d'about sans et avec hourdis. Ensuite, on détermine le positionnement des autres câbles facilement. Ou encore, on peut aussi déterminer d' par la méthode suivante :

Comme le moment est nul à l'appui, nous pouvons donc écrire :

$$\Sigma M_{/F1} = 0$$

$$P_1 \times d + P_2 (e + d) + P_3 (2e + d) = 3 \times P_0 \times V'$$

$$P_0 (3d + 3) = 3P_0 V'$$

$$\Rightarrow d = V' - e = 0,7907 - 0,20 = 0,6 \text{ m}$$

$$\rightarrow d' = 150 - (2 \times 30 + 60) = 30 \text{ cm}$$

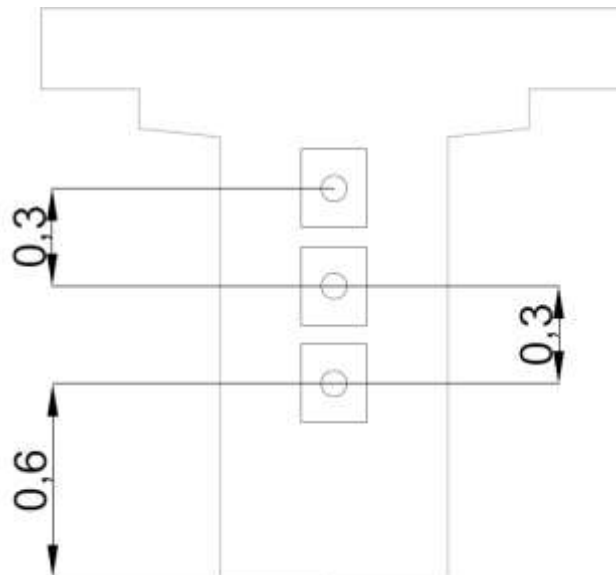


Figure IV.4) - Position des câbles à l'appui

V.1.11.2) - POSITION DES CABLES A MI- TRAVEE

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL qui dans notre cas est égale ou supérieure au diamètre de la gaine, nous prenons l'espacement égale à 8 cm, le diamètre de la gaine étant $\Phi=8\text{cm}$.

Donc on a des câbles de $\Phi 8$ cela implique :

$$\text{La position du câble 1 : } C1/\text{au fibre inferieure} = 0,12 \text{ m}$$

$$C2 = 0,2 \text{ m.}$$

$$C3 = 0,32 \text{ m.}$$

Tableau IV.8) - Récapitulatif de position des câbles de précontrainte à mi- travée et à la section d'about.

	Yi (m)	Yi (m)
	X = 0	X = L/2
C1	0,6	0,12
C2	0,9	0,2
C3	1,2	0,36

Tableau IV.9) - Nombre de lit

	X = 0	X = L/2
n _{lit} =	1	1

V.1.11.3) - FONCTION ET ALLURE DES CABLES

Pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte sur le plan de la résistance à la flexion et à l'effort tranchant, on adopte le tracé parabolique.

Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre. Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation suivante :

- $y = ax^2 + bx + c$ (Le repère a pour origine le point d'ancrage)
- $y' = 2ax + b$.

Le calcul détaillé est présenté dans l'Annexe C (III-1).

A l'aide du logiciel AutoCad2016 on a obtenu l'angle qui fait chaque câble avec l'axe horizontal.

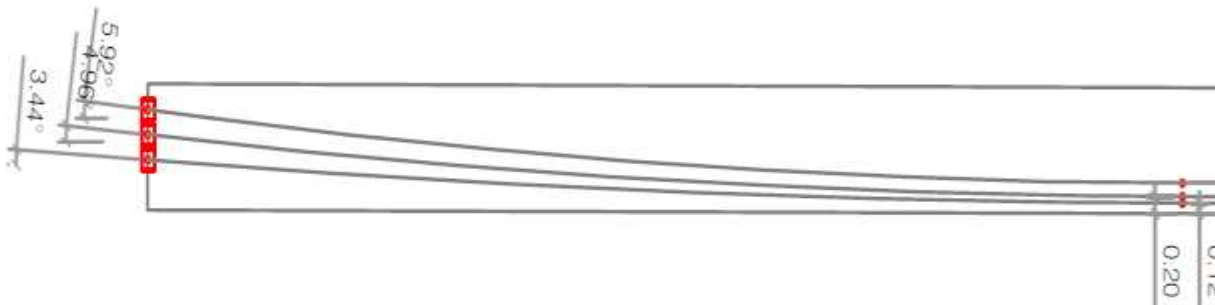


Figure IV.5) - Allure des câbles de précontraint.

V.1.12) - CALCUL DES PERTES

De façon General, on désigne par perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une période donnée. Le calcul des valeurs initiale et finale de la force de précontrainte exigent une évaluation des pertes de précontrainte, qui se regroupent en deux catégories :

Lors de la mise en tension, les pertes instantanées sont dues :

- Au frottement du câble sur la gaine
- Au tassement ou recul des ancrages
- Au raccourcissement du béton

Au cours du temps, s'y ajoute les pertes différées :

- Du retrait du béton
- De relaxation des aciers
- Du fluage du béton

Le détail du calcul est présenté dans l'Annexe C (III-2).

V.1.12.1) - LES PERTES INSTANTANÉES

$$\Delta\sigma_{instant} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc}$$

Les résultats des pertes instantanées totales sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10) - Pertes instantanées.

	X(m)	0	8	12	16
Câble N°1	$\Delta\sigma_{instant 1}$	162	138,21	135,54	119,07
Câble N°2	$\Delta\sigma_{instant 2}$	170,21	145,46	130,72	113,16
Câble N°3	$\Delta\sigma_{instant 3}$	187,37	142,99	123,75	102,68
Câble moyen	$\Delta\sigma_{instant moy}$	173,2	142,22	130	111,63

Note : $\Delta\sigma_{instant moy}$ c'est les pertes instantanées du câble moyen.

V.1.12.2) - PERTES DIFFÉREES

Les pertes différées totales sont calculées par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.11) - Les pertes différées totales.

	X(m)	0		8		12		16	
		MPa	%	MPa	%	MPa	%	MPa	%
Câble N°1	$\Delta\sigma_{diff}$	179,88	12,7	242,83	17,15	257,8	18,2	266,48	18,82
Câble N°2	$\Delta\sigma_{diff}$	145,03	10,24	205,8	14,53	230,64	16,28	241,12	17,03
Câble N°3	$\Delta\sigma_{diff}$	150,26	10,61	174,41	12,3	197,95	13,97	209,63	14,8

Les pertes totales sont données par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{inst}$$

Tableau IV.12) - Pertes totales de précontrainte.

	X(m)	0		8		12		16	
		MPa	%	MPa	%	MPa	%	MPa	%
Câble N°1	$\Delta\sigma_{tot}$	341,88	24,14	381,04	26,9	385,36	27,21	385,55	27,22
Câble N°2	$\Delta\sigma_{tot}$	315,24	22,26	351,26	24,8	355,65	25,11	354,28	25
Câble N°3	$\Delta\sigma_{tot}$	337,63	23,84	317,4	22,41	318,7	22,5	312,31	22,05
Câblemoyen	$\Delta\sigma_{tot}$	331,58	23,41	349,9	24,71	353,23	24,94	350,71	24,75

- On constate que le pourcentage des pertes est maximal à la section x=12 m et a pour valeur **24,94%**. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de **25 %**.

V.1.13) - VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

La vérification se fait à la classe 1 et selon les quatre phases présentées dans le tableau suivant. [17].

Tableau IV.13) - Description des phases de vérification

Phase	Description
Phase 1	<ul style="list-style-type: none"> - Au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à 50% de P₀ et les pertes sont estimées à 10% de P₀. - Section résistante : poutre (caractéristiques nettes) - Poids : poutre
Phase 2	<ul style="list-style-type: none"> - Au 28^{ème} jour, les câbles sont tirés à 100% de P₀, les pertes sont estimées à 20% de P₀ - Section résistante : poutre (caractéristiques nettes), on ne considère que le poids de la poutre.
Phase 3	<ul style="list-style-type: none"> - On considère le tablier à vide. Dans ce cas, la section résistante est constituée par la poutre et la dalle. - Les pertes considérées sont de 20%. - Section résistante : poutre + hourdis (caractéristiques homogènes) - Le Poids considéré est (poutre + superstructure)
Phase 4	<ul style="list-style-type: none"> - L'ouvrage est en service (en charge), la mise en tension est déjà faite à 100%. - Les pertes considérées sont de 24,94%. - Section résistante : poutre + hourdis (caractéristique homogène) - Le Poids considéré est le poids du tablier (poutre + superstructure) aussi les charges d'exploitation.

Commencant par la détermination des contraintes admissibles :

➤ **CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CONSTRUCTION**

Pour $j = 7$ jours.

$$\begin{cases} f_{c7} = 26,48 \text{ MPa} \\ F_{t7} = 2,186 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{cs} = 0,6 f_{cj} = 15,89 \text{ MPa} \\ \sigma_t = -0,7 F_{tj} = -1,53 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j \geq 28$ jours

$$\begin{cases} \sigma_c = 0,6 f_{cj} = 24 \text{ Mpa} \\ \sigma_t = -0,7 F_{tj} = -2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

➤ **CONTRAINTES ADMISSIBLES EN SERVICE**

Sous combinaison rare (G+D240)

$$\sigma_{cs} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{tj} = -3 \text{ MPa}.$$

Sous combinaison quasi-permanente (G) :

$$\sigma_{ci} = 0,5 f_{c28} = 20 \text{ Mpa}$$

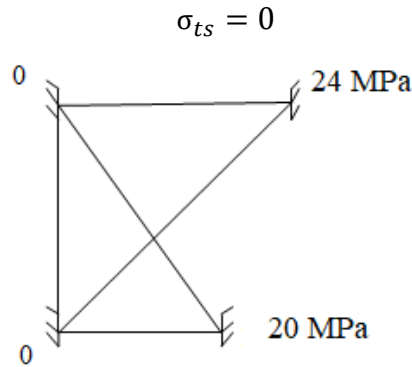


Figure IV.6) - *Diagramme des contraintes admissibles en service.*

V.1.13.1) - VERIFICATION DE LA CONTRAINTE NORMALE

D’apprêt le règlement BPEL la précontrainte est représentée à un instant ‘t’ par deux valeurs caractéristiques :

$$p_1 = 1.02p_0 - 0.8\Delta P(x, t) ; \quad p_2 = 0.98p_0 - 1.2\Delta P(x, t)$$

Où :

p_0 : Représentant la précontrainte à l’origine correspondant à la tension σ_p .

$\Delta P(x,t)$: la perte de précontrainte au point d’abscisse x, à l’instant t.

Pour les phases 1, 2,3 et 4, la force de précontrainte P qui donne l’effet le plus défavorable est P1.

Il faut vérifier que la contrainte normale σ_{sup} et σ_{inf} est comprise entre les contraintes limites de compression et de traction.

A vide :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{Mv}{In} - \frac{P \cdot eo \cdot v}{In} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{Mv'}{In} + \frac{P \cdot eo \cdot v'}{In} \leq \overline{\sigma_{ct}} \end{cases}$$

En charge :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{Mv}{In} - \frac{P \cdot eo \cdot v}{In} \leq \overline{\sigma_{cs}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{Mv'}{In} + \frac{P \cdot eo \cdot v'}{In} \geq \overline{\sigma_{tt}} \end{cases}$$

Avec :

σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V’.

F : force de précontrainte (F=P0×perte en %×mise en tension %).

P : effort de la précontrainte (P=nombre de câbles ×F).

M: moment dû au poids propre.

$\overline{\sigma_c}$: contrainte admissible de compression.

σ_t : contrainte admissible de traction

➤ Phase 01 :

Dans cette phase on estime 50% des pertes instantanées.

$$p_1 = (1.02p_0 - 0.8\Delta\sigma) M_t \times A_p \times n;$$

Tel que :

M_t : C'est le pourcentage de la mise en tension qui égal à 0,5 dans cette phase.

Donc :

$$p_1 = (1,02 \times 1416 - 0,8 \times 1416 \times 0,0459)0,5 \times 0,00168 \times 3 = 3,51MN$$

On procède de la même façon pour les autres phases :

Tableau IV.14) - Valeurs de P1 et P2 pour chaque phase de vérification.

	n_{ca}	% Mt	ΔP	P1	P2	d L/2	d 3L/8	d x=0
Phase 1	3	50	4,59	3,51	3,30	0,210	0,255	0,900
Phase 2	3	100	9,18	6,76	6,21	0,210	0,255	0,900
Phase 3	3	100	17,06	6,31	5,53	0,210	0,255	0,900
Phase 4	3	100	24,94	5,86	4,86	0,210	0,255	0,900

✚ **CONTRAINTE DUE A L'EFFORT EXTERIEUR σ_p**

Le calcul se fait dans la fibre supérieure et inférieure à mi- travée x=16m

Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{els} \times V_n}{I_n} = \frac{2,02 \times 0,696}{0,185} = 7,6 MPa$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = -\frac{M_{els} \times V'_n}{I_n} = -\frac{2,02 \times 0,804}{0,185} = -8,56MPa$$

✚ **CONTRAINTE DUE A LA PRECONTRAINT**

Le calcul se fait dans la fibre supérieure et inférieure à mi- travée x=16m.

On considère dans cette phase l'effort p égale à p_1 pour calculer σ_{p1}

Puis on remplace p par p_2 pour trouver σ_{p2}

Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B_n} - \frac{p \times e \times V_n}{I_n} = \frac{3,51}{0,666} - \frac{3,51 \times 0,696 \times 0,59}{0,185} = -2,52 MPa$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B_n} - \frac{p \times e \times V'_n}{I_n} = \frac{3,51}{0,666} + \frac{3,51 \times 0,804 \times 0,59}{0,185} = 14,27 MPa$$

On continue par le même principe pour avoir σ_{p2}

Calcul de la contrainte totale :

Fibre supérieure :

$$\sigma_{pf} = \sigma_{\text{sup de l'effort } p} + \sigma_{\text{sup de la precontrainte}} = 5,03 \text{ MPa}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{pf} = \sigma_{\text{inf de l'effort } p} + \sigma_{\text{inf de la precontrainte}} = 5,76 \text{ MPa}$$

En procédant de la même manière pour des différentes valeurs de x et pour les différentes phases, on détermine les contraintes totales et on les vérifie avec les contraintes admissibles.

N.B : pour la phase 2 on considère 100% des pertes instantanées, la phase 3 nous prenons les pertes instantanées plus 50% des pertes différées, au final et dans la phase 4 on considère les pertes totales.

Le calcul détaillé est présenté dans l'**Annexe C (III-4)**.

Après avoir calculé les contraintes aux extrémités de nos sections (F.S et F.I) à mi-travée.

On passe à la vérification des inégalités données précédemment :

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15) - Vérification des contraintes normales

		Contraintes dans les extrémités		Contraintes admissibles MPa	Vérification
Phase 1	F. S	5,03	-1,53	C.V	
	F. I	5,76	15,89	C.V	
Phase 2	F. S	2,65	-2,1	C.V	
	F. I	19,02	24	C.V	
Phase 3	F. S	1,55	-2,1	C.V	
	F. I	13,65	24	C.V	
Phase 4	En charge	F. S	7,81	24	C.V
		F. I	-0,62	-3	C.V

N.B : le signe (-) signifie une traction tandis que le signe (+) a le sens d'une compression.

V.1.14) - JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux efforts du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représenté par l'âme, elle doit être dimensionnée pour résister à cet effort.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \tau^2 < 0,4f_{tj}[f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_1^2} \\ \tau^2 < 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_2^2} \end{cases}$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_x = P/B_n \text{ Avec : } (P = \Sigma P_i \cos \alpha_i)$$

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement

La contrainte de cisaillement est la conséquence de la présence d'un effort tranchant. Pour sa détermination, nous utiliserons la notion d'effort tranchant réduit. La contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée y est :

$$\tau(y) = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{b_n(y) \cdot I_n}$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = V_G - V_p$

V_G : Effort tranchant dû poids propre.

V_p : Effort tranchant dû à la précontrainte total tel que : $V_p = \Sigma P_i \sin \alpha_i$

$S(y)$: Le moment statique de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

I_n : Moment d'inertie net de la section considéré

b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre donnée par l'expression suivante :

$$b_n = b_o - m \times k \times \phi = 0,7 - 0,5 \times 0,08 = 0,66 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} m: \text{nombre de gaine par lit qui vaut pour notre cas : 1} \\ k = 0,5, \text{ dans le cas des cables injectés au coulis de ciment} \\ \phi: \text{diametre de la gaine egale à 8cm} \end{cases}$$

$$S(y) = \frac{I_n}{0,8 \times h} ; \text{ ce qui nous donne : } \tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8 \cdot b_n(y) \cdot h}$$

Le tableau ci-dessous donne les résultats de la phase 01 nécessaire pour les vérifications

Tableau IV.16) - Donnés de la phase 1.

		P.cos α	P.sin α
P1	2,27	2,27	0,14
P2	2,27	2,26	0,20
P3	2,27	2,26	0,23
	Somme	6,79	0,57

On procède par la même façon pour chaque phase et les résultats suivi par les vérifications sont résumé dans le tableau suivant

$$P = p_o(1 - \text{les pertes de la phase}).$$

Tableau IV.17) - Vérifications des contraintes tangentielles.

Phases	P	V_{red}	σ_x	τ	τ^2	$\overline{\tau_1^2}$	$\overline{\tau_2^2}$	Vérification
1	6,79	-0,293	6,17	-0,37	0,1369	7,32	13,44	C.V
2	6,46	-0,263	5,87	-0,33	0,1089	10,64	24,12	C.V
3	5,89	-0,06	3,98	-0,065	$4,22 \cdot 10^{-3}$	8,37	20,96	C.V
4	5,32	0,41	3,6	0,44	0,197	7,92	19,28	C.V

V.1.15) - CONCLUSION

Dans cette partie du chapitre, une étude complète sur la précontrainte est faite, en commençant par la détermination du nombre de câbles, jusqu'à l'évaluations des pertes de précontrainte et finalement la vérification des contraintes normales et tangentielles.

Nous passant à la deuxième partie du chapitre qui consiste en l'étude de l'hourdis de la variante poutres précontraintes type VIPP.

V.2) - ETUDE DE L'HOURLDIS

V.2.1) - METHODOLOGIE DE CALCUL

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale, les moments résultant (M_x ; M_y) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

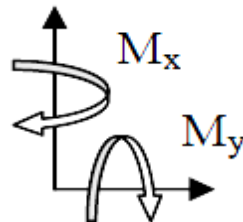


Figure IV.7) - Fonctionnement de l'hourdis.

Selon les règles du BAEL, les calculs seront effectués pour une poutre en béton armé de section 1 x 0.25 m. Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures seront calculées à l'ELU puis vérifiées à l'ELS.

Nous considérons deux sections une à l'endroit de l'appui (**S1**) où l'effort tranchant est maximum et la deuxième (**S2**) entre axe des poutres où le moment fléchissant est le plus important.

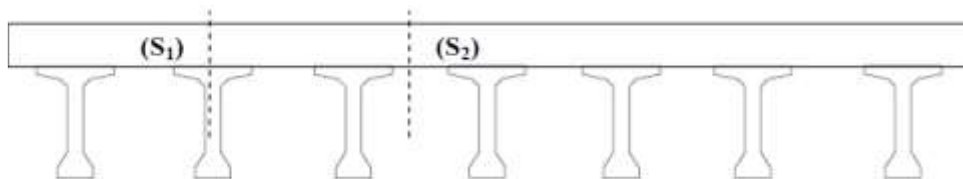


Figure IV.8) - Vue transversale de l'hourdis général.

F

En modélisant la structure avec le logiciel ROBOT, on trouve que les moments fléchissant les plus défavorables sont provoqués par la surcharge M_{c120} pour la section entre axes des poutres (S2), et par la surcharge B_c à l'endroit des appuis (S1).

La modélisation numérique de la poutre en béton armé de section $(1 \times 0.25) \text{ m}^2$ est faite, les résultats sont présentés dans l'annexe C (III-5)).

- $M_{S1} = -0.02337 \text{ MN.m}$
- $M_{S2} = 0.03979 \text{ MN.}$

En s'appuyant sur le logiciel Robot Expert, et en considérant une section $(1 \times 0.25) \text{ m}^2$ on trouve :

Tableau IV.18) - Ferrailage transversale et longitudinal de l'hourdis

Sens	Section	As	Armatures	Espacement
Transversal	S1 Fibres Sup.	3,4 cm^2	5HA12	22.5 cm
	S2 Fibres Inf.	6,1 cm^2	6HA12	18 cm
Longitudinal	S1	$\frac{A_r}{3} = 1.507 \text{ cm}^2$	5HA10	22.5 cm
	S2	2,05 cm^2	5HA10	22.5 cm

V.3) -DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER DE LA VARIANTE POUTRES PRECONTRAINTES

Tableau IV.19) - Devis estimatif de la variante poutres précontraintes.

DEVIS ESTIMATIF POUR OUVRAGE ECHANGEUR DE DJEBAHIA RN25 PONTS A 2 TRAVEES DE 32 M A TABLIER POUTRES PRECONTRAINTES					
N°	Désignation des articles	U.M	Quantité	P. U	Montant(DA)
Forfait					
1-1	Installation de chantier				
1-1-1	Amené du matériel et installation du chantier	F	1	8 000 000 ,00	8 000 000 ,00
1-1-2	Forfait d'études d'exécutions	F	1	4 500 000 ,00	4 500 000,00
Superstructure					
2-1	Béton pour hourdis $ep = 25\text{cm}$, $f_{c28} = 40\text{MPa}$	m^3	165,375	40000,00	6 615 000,00
2-2	Béton pour trottoirs et corniches	m^3	48,64	15000,00	729 600,00
2-3	Béton pour poutres préfabriqués	m^3	344,764	40000,00	13 790 560,00
2-4	Acier FeE500 pour superstructure	T	8,712	150000,00	1 306 800,00
2-5	Aciers de précontrainte	T	17,58	400 000,00	7 032 000,00

2-6	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis	U	28	55000,00	1 540 000,00
2-7	Chape d'étanchéité sur l'ouvrage	m ²	672	3500,00	2 352 000,00
2-8	Couche de revêtement ep=8cm	m ²	589	1500,00	883 500,00
2-9	Fourniture et pose de garde-corps et glissière de sécurité	ml	128	18500,00	2 368 000,00
2-10	Avaloirs en aciers d = 200 mm	U	12	28 000,00	336 000,00
2-11	Descente d'eau en PVC 100 mm	ml	22	1750,00	38 500,00
2-12	Confection et pose de dalette pour trottoirs y compris toutes sujétions	ml	128	1750,00	224 000,00
2-13	Fourniture et Pose de joint de chaussée	ml	30	110 000,00	3 300 000,00
2-14	Feutre bitumineux	m ²	672	4500,00	3 024 000,00
TOTAL GENERAL H. T		56 039 960,00 DA			
TVA 19%		10 647 592,40DA			
TOTAL GENERAL TTC		66 687 552,40 DA			

V.4) -CONCLUSION

Nous avons estimé le coût de chaque variante, cela va nous permettre de choisir la plus économique des deux, mais le choix dépend aussi de d'autres critères. Une analyse multicritère peut être effectuée pour enfin choisir la variante la plus avantageuse.

Tableau IV.20) - Analyse multicritère.

Critère	Coefficient	Pont à poutres VIPP	Pont mixte bipoutre
Economie	4	4	3
Exécution	3	4	3
Entretien	2	4	2
Esthétique	1	3	4
TOTAL		39	29

Tableau IV.21) - Echelle de l'analyse multicritères

Echelle	4	3	2	1
Mention	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

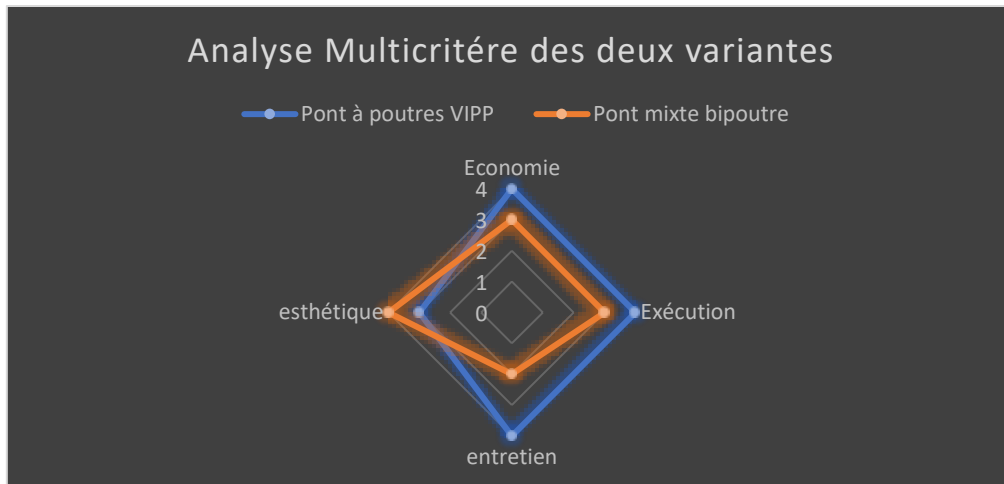


Figure IV.10) - *Présentation de la variante optimale par le graphique RADAR.*

La variante 'pont à poutres précontraintes VIPP' répond parfaitement aux attentes techniques et économiques, elle fera pour la suite l'objet de notre étude.

Dans le chapitre qui suit nous passerons à l'étude sismiques.

CHAPITRE VI :

ETUDE SISMIQUE

VI ETUDE SISMIQUE

VI.1) - INTRODUCTION

Le nord algérien est considéré comme une zone de sismicité importante, suite aux derniers séismes qu'a connus le pays il est maintenant obligatoire de prendre en compte le risque sismique lors de la construction d'un ouvrage.

Dans ce chapitre nous allons effectuer le calcul sismique sur notre ouvrage en se référant aux règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'art qui nous permet d'avoir un dimensionnement des éléments porteur (culées et piles).

VI.2) - IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Dans ce chapitre on aura besoin des caractéristiques suivantes :

- La zone sismique : la carte des zones sismique définit par le RPOA 2008, classe la commune de Djebahia Wilaya de de Bouira dans la zone **IIa** de moyenne sismicité.
- Le groupe du pont : on classe l'ouvrage dans le deuxième groupe des ponts importants.
- Classification du site : on classe le site selon ses propriétés mécaniques détaillées dans le rapport géotechnique dans la catégorie S2 des terrains fermes.

VI.3) - ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

- L'analyse d'un pont peut se faire par différentes méthodes telles que l'analyse par le spectre de puissance, l'analyse temporelle linéaire ou non linéaire, la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) ou bien la méthode spectrale monomodale (mode fondamental). L'utilisation de chaque méthode doit être justifiée scientifiquement.
 - De manière générale, l'analyse se fait par la méthode spectrale monomodale, cette méthode s'applique qu'aux ponts remplissant les critères suivants :
- ➔ La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, convient à vérifier que :

$$M_{pile} < 0,43M_{totale}$$

M_{pile} : La masse de la pile.

M_{totale} : Masse totale du tablier des deux travées.

$$M = G + \alpha.Q \text{ avec } \alpha = 0 \text{ Pont non urbain (RPOA 2008).}$$

$$M_{totale} = M_{tablier} \times \text{Nombre de travée}$$

$$M_{totale} = (M_{poutres} + M_{dalle} + M_{équipements}) \times \text{Nombre de travée}$$

$$M_{totale} = 729 (t) \times 2 = 1458 (t). \rightarrow M_{totale} = 1458 t$$

$$M_{pile} = M_{chevêtre} + (M_{fût} \times 3)$$

$$M_{pile} = \left(\left(3 \times \frac{1,2^2}{4} \times \pi \times 6,2 \right) + (1,5 \times 2 \times 10,5) \right)$$

$$M_{pile} = 131,45 (t)$$

$$M_{pile} = 131,45 t < 0,43 M_{totale} = 627 t \rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- Le biais est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales des appuis ne varient pas plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. → **Condition vérifiée car l'ouvrage est sans biais.**
- La courbure 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. → **Condition vérifiée, l'ouvrage est droit.**
- La symétrie transversale, ce qui veut dire que la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. → **Condition vérifiée, car l'ouvrage présente une symétrie géométrique et mécanique dont l'excentricité est nul.**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode monomodale est bien applicable.

VI.4) - SEISME LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale 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.

On détermine les effets sismiques en utilisant un modèle à tablier rigide en appliquant une force statique horizontale égale à :

$$F = MS_a(T, \xi)$$

Où :

M : La masse totale mise en mouvement égale à la masse du tablier déjà calculée précédemment ($M = 1458t$)

$S_a(T, \xi)$: Accélération spectrale du spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système T .

VI.4.1) - LA PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K : la raideur totale du système (KN/m).

VI.4.2) - LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME

La rigidité totale de l'ouvrage K est égale à la somme des rigidités d'appuis (culée + piles).

$$K = 2K_{culée} + K_{pile}$$

La culée et ces appareils d'appuis sont en série, pareil pour la pile et ces appareils d'appuis donc :

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{app d'appuis}}}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{app d'appuis}}}$$

VI.4.2.1) - RAIDEUR DE LA CULEE

En considérant la culée infiniment rigide on aura : $K_{culée} = K_{app d'appuis}$

$$\text{Avec : } K_{app d'appuis} = \frac{G a b}{e} \times n$$

Où :

n : Nombre d'appareil d'appuis sur la culée égale à 7 appareils.

G : Module de cisaillement de l'appareil ($G=1.2$ MPa en condition sismique) a, b : Dimension en plan de l'appareil d'appuis. (350×450) mm²

e : Epaisseur de l'appareil d'appuis. ($e = 75$ mm)

$$K_{app d'appuis} = 2,45 \text{ MN/m}$$

Tableau V.1) - Raideur de la culée.

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,45	7	17,18

On note que le dimensionnement des appareils d'appuis est détaillé dans le chapitre suivant (équipements).

VI.4.2.2) - RAIDEUR DE LA PILE

Les futs sont circulaires, la partie supérieure est libre tandis que la partie inférieure est encastree, donc :

$$K_{fut} = \frac{3E_{ij}I_y}{h^3} \times n$$

Avec :

n : Le nombre de fut dans chaque pile.

E_{ij} : module de déformation instantanée ($E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34\,180$ MPa)

Avec : $f_{c28} = 30$ MPa

I_y : Moment d'inertie longitudinale d'un fût ($I_y = \pi \frac{D^4}{64} = 0,1$ m⁴)

h : La hauteur du fût de la pile ($h=6,2$ m)

$$K_{futs} = 131,31 MN/m$$

$$K_{app d'appuis} = \frac{G a b}{e} \times n$$

Sachant que le nombre d'appareil d'appuis est de 7 x 2 appareils au niveau d'une pile.

$$K_{app d'appuis} = 46,08 MN/m$$

Tableau V.2) - Raideur de la pile.

Pile	kFût	k Ap-d'appui	nA-Apps	KP
-	(MN/m)	(MN/m)	-	(MN/m)
P1	131,31	2,45	14	27,24

VI.4.2.3) - RAIDEUR TOTALE

$$K_{tot} = K_{pile} + K_{culées} = 61,6 MN/m$$

Donc

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_t}{K_{tot}}} = 0,97 s$$

VI.4.3) - SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE $S_a(T, \xi)$

Il constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, il est donné en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage étudié. (3.2.1.1 RPOA).

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et du groupe du pont (A = 0.20).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, site2 donc

$$(T1 = 0.15s ; T2 = 0.40s).$$

S : Coefficient de site (S=1.1)

ξ : Taux d'amortissement (pour le béton armé $\xi = 5\%$)

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

g : Accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s²)

$$S_a(T, \xi) = 2,23 m/s^2$$

VI.4.4) - REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur chaque élément porteur selon les formules suivantes :

$$F_{appui} = \frac{K_{appui}}{K_{tot}} F_L$$

F_L : La force statique équivalente $F_L = M_{tot} \times S_a = 3,26 \text{ MN}$

Tableau V.3) - Répartition de la force sismique sur les appuis F_i (MN)

$F_{culée}$ (MN)	0,91
F_{pile} (MN)	1,44

VI.4.5) - CALCUL DES DEPLACEMENTS

- ❖ DEPLACEMENT DU TABLIER PAR RAPPORT AU SOL

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_a$$

- ❖ DEPLACEMENT DE LA TETE DE LA PILE PAR RAPPORT AU SOL

$$d = \frac{F_{pile}}{K_{pile}}$$

Tableau V.4) - Valeurs des déplacements

Déplacement total du tablier d (m)	0,053
Déplacement des têtes de pile	0,053

VI.4.6) - MOMENT D'ENCASTREMENT AU BAS DE LA PILE

$$M_{pile} = F_{pile} h_{pile} = 1,44 \times 6,2 = 8,928 \text{ MN.m}$$

Tableau V.5) - Récapitulatif des résultats.

Raideur totale du système K (MN/m)		61,6
La période fondamentale du système T (s)		0,97
L'accélération spectrale S_a (m/s ²)		2,23
La force sismique horizontale (MN)		3,26
Répartition de la force sismique sur les appuis F_i (MN)	$F_{culée}$	0,91
	F_{pile}	1,44
Déplacement total du tablier d (m)		0,053
Déplacement des têtes de pile (m)		0,053
Moment d'encastrement au bas de la pile (MN.m)		8,928

VI.5) - SEISME TRANSVERSAL

Cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes :

- Modèle à tablier rigide.
- Modèle à tablier flexible.

On considère que le tablier est rigide si $\frac{\text{Longueur du tablier}}{\text{largeur du tablier}} \leq 5$, le cas de notre projet [8].

Les mêmes formules précédentes sont applicables, pour raideur et la période dans le sens transversal.

La section de la pile est de forme circulaire donc le moment d'inertie dans le sens longitudinal et dans le sens transversal reste le même.

Ce qui donne les mêmes résultats de la raideur totale du système, est donc les mêmes résultats pour toutes les autres grandeurs.

VI.6) - SEISME VERTIVAL

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) est négligeable [8].

VI.7) - COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

Les effets de l'action sismique peuvent être dans les trois directions X, Y, Z respectivement. Vue l'incertitude directionnelle du séisme une combinaison des actions sismiques dans les trois directions principales est nécessaire, et s'écrit :

$$E_L = E_X \pm 0,3E_Y \pm 0,3E_Z$$

$$E_T = E_Y \pm 0,3E_Z \pm 0,3E_X$$

$$E_V = E_Z \pm 0,3E_X \pm 0,3E_Y$$

E_X, E_Y, E_Z Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs de forces sismiques appliquées sur les appuis et les efforts correspondant sous combinaison :

Tableau V.6) - Valeurs des forces sismiques appliquées sur les appuis.

Direction	Pile	Culée
EX (MN)	1,44	0,91
EY (MN)	1,44	0,91
EL (MN)	1,872	1,183
ET (MN)	1,872	1,183
EV (MN)	0,864	0,546

VI.8) - CONCLUSION :

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. En plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée).

Pour le chapitre suivant nous passons à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1) - EQUIPEMENTS

VII.1.1) - APPAREILS D'APPUIS

En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

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

Le pont faisant l'objet de cette étude est dotée d'appareils d'appuis en élastomère fretté de type B (norme NF EN 1337-3).

VII.1.1.1) - DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

Les étapes de dimensionnement ainsi que les vérifications de l'appareil d'appui, sont détaillés dans l'**Annexe D (Partie 1)**.

Pour notre cas, le choix s'arrête sur les appareils de dimension $(350 \times 350 \times 75) \text{ mm}^3$, ses dimensions sont présentées dans la figure suivante :

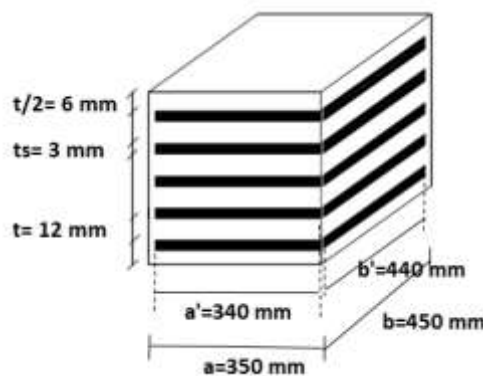


Figure VI.1) - Dimensions de l'appareil d'appuis.

VII.1.2) - DE D'APPUIS

Un dé d'appui, usuellement appelé bossage, est une partie saillante d'une pile sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

VII.1.2.1) - DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUI

Les dimensions des dés d'appui sont déterminées par le guide SETRA P.P73.

$$a_{d\acute{e}} = 35 + 20 = 55 \text{ cm} ; b_{d\acute{e}} = 45 + 20 = 65 \text{ cm}$$

$$S = a \times b = 0,3575 \text{ m}^2$$

$$p = (0,55 + 0,65) \times 2 = 2,4 \text{ m}$$

$$h > \frac{2S}{p} = 0,29 \text{ m} \text{ On prend La hauteur } H_{d\acute{e}} = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un dé d'appui de $(55*65*40)$ cm³

VII.1.2.2) - FERRAILLAGE DU DE D'APPUI

Le ferrailage est détaillé dans l'Annexe D (Partie 1), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1) - Ferrailage du dé d'appui.

Armatures de chaînage	4 HA16
Armatures de profondeur	8HA10
Armatures de diffusion	4HA8
Ferrailage intérieur ou d'éclatement	8HA8

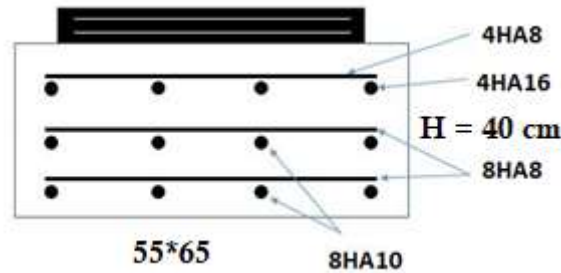


Figure VI.2) - Ferrailage du dé d'appui.

VII.1.3) - JOINTS DE CHAUSSEES

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement.

Cependant Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Différentes familles de joints de chaussée sont disponibles, le choix se fera en fonction de la valeur du souffle.

VII.1.3.1) - CALCUL DU SOUFFLE DES JOINTS

Le souffle des joints est égal à la somme algébrique du souffle thermique, de retrait, de fluage et de la rotation d'appui sous chargement. Il représente la variation maximale d'ouverture noté Δ_l que peut atteindre un joint.

Le calcul détaillé du souffle est présenté dans l'Annexe D (Partie1), la valeur du souffle totale étant égale à 49.87mm, notre choix s'arrête sur la famille des joints à plaque appuyée (de type Wd_{60} capable d'assurer un souffle de 60mm).

VII.2) - ETUDE DE LA CULEE**VII.2.1) - INTRODUCTION**

La culée est un appui situé sur la rive du pont destiné à supporter le poids du tablier avec les surcharges, les poussées des terres et les poussées sur le remblai d'accès. Cet appui doit être vérifié pour sa stabilité et son ferrailage dimensionné pour assurer sa résistance et son bon fonctionnement.

VII.2.2) - CHOIX DE CULEES

Il existe deux types principaux de culées :

- 1- Les culées enterrées, dont la structure porteuse est noyée dans les remblais d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse.
- 2- Les culées remblayées, constituées par un ensemble de murs en béton armé, deux latéraux et un frontal sur lequel repose le tablier, elles assurent aussi bien la fonction porteuse que retenue des terres.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour deux culées remblayées, dans ce chapitre nous allons traiter la culée du nord.

VII.2.3) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Tableau VI.2) - Prédimensionnement de la culée

Élément de la culée	Rôle	Dimensions	Caractéristiques géométriques		
			Aire (m)	X _{G/O}	Y _{G/O}
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 1,95 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = 0,25 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}}$ $= 9,3 \text{ m}$	0,15	0,7	9,62
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{m\text{f}} = 6,8 \text{ m}$ $e_{m\text{f}} = 1,4 \text{ m}$ $l_{m\text{f}} = l_{\text{tablier}}$ $= 10,5 \text{ m}$	9,52	0	5,2
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{m\text{r}} = 0,6 \text{ m}$ $h_{m\text{r}} = 8,7 \text{ m}$ $l_{m\text{r}} = 11,6 \text{ m}$	60,13	4,68	7,14
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition	$B\text{c} = 0,45 \text{ m}$ $h\text{c} = 2,6 \text{ m}$	0,97	0,95	8,49
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{d\text{t}} = 5 \text{ m}$ $e_{d\text{t}} = 0,3 \text{ m}$	1,5	3,4	9,97
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e\text{s} = 1,8\text{m}$ $L\text{s} = 13,2\text{m}$ $l\text{s} = 6\text{m}$	17,28	0	0,9

VII.2.4) - VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

Les efforts de poussée des terres ainsi que le poids propre des éléments de la culée varient d'un cas de chargement à l'autre selon les conditions sismiques et seront calculés à partir d'un coefficient de poussée K_{ad} .

VII.2.4.1) - EVALUATION DES EFFORTS DUS AUX PUSSEES

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propres de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail ci-dessous.

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de RPOA 2008 :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

$\Phi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$$

- On distingue dans le calcul quatre cas de chargement :

Cas 01 : sans séisme.

Cas 02: séisme horizontal seulement.

Cas 03 : séisme horizontal + vertical vers le haut.

Cas 04: séisme horizontal + vertical vers le bas.

Tableau VI.3) - Valeurs des coefficients de poussées.

Cas	Conditions	k_H	k_V	$\theta(^{\circ})$	$K_{ad}(\text{rad})$
1	Normale	0	0	0	0,33
2	Horizontal	0,2	0	11,31	0,47
3	Horizontal-vertical	0,2	0,06	10,68	0,46
4	Horizontal-vertical	0,2	-0,06	12,01	0,48

VII.2.4.2) - CALCUL DES PUSSEES DUES AUX TERRES

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} k_{ad} \gamma L H^2 \gamma : \text{ poids volumique des terres } \gamma_r = 18 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O 'bas centre' de la semelle.

Toutes les charges appliquées sur la culée ainsi que les résultats des efforts sont traitées dans le tableau de l'Annexe D (Partie 2).

VII.2.4.3) - CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES INERTIELS

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments de renversements M_r et stabilisant M_s et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants avec :

La force horizontale $F_h = pk_h$

La force verticale $F_v = p(1 \pm k_v)$ où : k_v : coefficient de poussée.

VII.2.5) - PIEUX

Après avoir déterminé les efforts supportés par la culée dans le cas statique et dynamique avec la combinaison de charge, on s'intéressera maintenant au nombre de pieux et leurs réactions.

On projette d'implanter 8 pieux de 1,2m de diamètre pour la fondation profonde.

La réaction sur chaque pieu est calculée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

N et M_x : l'effort normal et le moment fléchissant total au niveau de la semelle dans le cas statique et dynamique.

y_i : Position du pieu selon l'axe de symétrie de la semelle dans le sens longitudinal.

Tableau VI.4) - Sollicitations et efforts revenant à chaque pieu.

Conditions	Sollicitations	Effort revenant à chaque pieu
Cas statique	$N_{max} = 1937,41 t$ $M_{max} = 885,90 t.m$	$N1 = 303,7 t$ $N2 = 180,66 t$
Cas sismique	$N_{max} = 1873,91 t$ $M_{max} = 850,44 t.m$	$N1 = 293,3 t$ $N2 = 175,18 t$

VII.2.6) - FERRAILLAGE DE LA CULEE

VII.2.6.1) - ETUDE DU MUR FRONTAL

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la super structure, poussée des terres), et aux charges d'exploitations. Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en le considérant encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans l'Annexe D (Partie 2).

Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivants

Tableau VI.5) - Sollicitations sur mur frontal.

Conditions	Sollicitations max	Sollicitations correspondantes
Cas statique ELS	$N_{max} = 86,22 t/ml$ $M_{max} = 46,11 t.m/ml$	$M_{corrs} = 46,11 t.m/ml$ $N_{corres} = 86,22 t/ml$
Cas sismique ELA	$N_{max} = 74,28 t/ml$ $M_{max} = 143,52 t.m/ml$	$M_{coers} = 136,68 t.m/ml$ $N_{coers} = 66,32 t/ml$

✚ FERRAILLAGE VERTICAL

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1,4) m² en flexion composée, pour le cas de chargement le plus défavorable.

$$A_s = 28,6 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA20 /ml** → $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ Pour la partie intérieure du mur.
Et **6HA16/ml** → $A_s = 12,03 \text{ cm}^2$ pour la partie extérieure du mur.

✚ FERRAILLAGE HORIZONTAL

Pour le ferrailage horizontal on adopte des armatures minimales ($A_{min} = A_s/3$),

$$A = \frac{A_s}{3} = \frac{30,88}{3} = 10,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA12** dans la partie intérieure, et **6HA10** dans la partie extérieure du mur.

Tableau VI.6) - Ferrailage du mur frontal.

Ferrailage vertical	Partie intérieure	6HA20
	Partie extérieure	6HA16
Ferrailage horizontal	Partie intérieure	6HA12
	Partie extérieure	6HA10

VII.2.6.2) - MUR GARDE GREVE

Le MGC est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des efforts de flexion maximaux au niveau de la section d'encastrement :

- Le poids propre du mur garde grève,
- Les réactions d'une charge appliqué directement sur le mur et de la dalle de transition.
- Poussées des terres.
- Poussées de charge locale en arrière du mur.
- Forces de freinage d'un essieu lourd type Bc.

Comme l'effets des forces verticales est plutôt favorable (pas de moment), elles seront négligées, nous avons donc trois forces à prendre en considération :

- La poussée des terres.
- La poussée d'une charge locale en arrière du mur.
- Les forces de freinage d'un essieu Bc.

✚ MOMENT Dû AUX POUSSEES DES TERRES

$$M_p = \frac{Ph}{3} \quad \text{avec} \quad P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

K_a : Coefficient de poussée des terres ($K_a = 0.33$)

γ_r : Poids volumique du remblai ($\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$)

h : Hauteur du mur garde grève ($h = 1,95 \text{ m}$)

Donc : $P = 1,141 \text{ t} \rightarrow M_p = \frac{Ph}{3} = 0,741 \text{ t.m}$

MOMENT DU A LA FORCE DE FREINAGE DU CAMION Bc

Vue l'écartement des roues d'un essieu, on considère l'effet de freinage d'une seule roue du système BC (une des deux roues accolées considérées précédemment) dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

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

MOMENT DU A UNE CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR GARDE GREVE

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts (Bc), les roues des deux camions de 6t distante de 0.5m sont remplacées par une charge uniforme répartie équivalente de 12t sur une surface rectangulaire de $(0,25 \times 0,75) \text{ m}^2$

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge BC à pour expression

$$M_p = \frac{12 K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$K = K_a \gamma \delta b_c$$

b_c : Coefficient de pondération du système BC ($b_c = 1,1$)

δ : Coefficient de majoration dynamique ($\delta = 1$)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,2$ à l'ELS et $\gamma = 1,6$ à l'ELU)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7) - Valeurs des moments appliqués sur le MGG.

Moment créer par :	ELU (t.m)	ELS (t.m)
Poussée des terres : M_p	1,00	0,74
Force de freinage du camion Bc : M_F	9,02	6,77
Charge locale en arrière du mur : M_T	4,29	3,22

COMBINAISON D'ACTION

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$$M = M_T + M_p + M_F = \mathbf{10,72 \text{ t.m}} \text{ à l'ELS}$$

$$M = 1,35 M_T + (M_p + M_F) = \mathbf{14,31 \text{ t.m}} \text{ à l'ELU}$$

Le ferrailage vertical se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire $(1 \times 0,3) \text{ m}^2$

$$A_s = \mathbf{8,00 \text{ cm}^2}$$

→ Soit **7HA14**.

Tableau VI.8) - Ferrailage du mur garde en grève.

Sens	Ferrailage		Espacement
	As	Armatures	
Longitudinal	8 cm ²	7HA14	15 cm
Transversal	$\frac{At \times fe}{b \times st} > 0,4MPa$	4HA10	30 cm

VII.2.6.3) - CORBEAU

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition son ferrailage est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type **HA 10** disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type **HA 10** disposé tous les 10cm ; en plus d'un goujon de type **HA25** disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

VII.2.6.4) - MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- son poids propre.
- Poussée des terres horizontale répartie.
- Charge concertée vers l'extrémité du mur (charge horizontale de 4t et une charge verticale de 2t).

On modélise le mur en retour à l'ELS par le logiciel ROBOT, les résultats sont présentés ci-dessous.

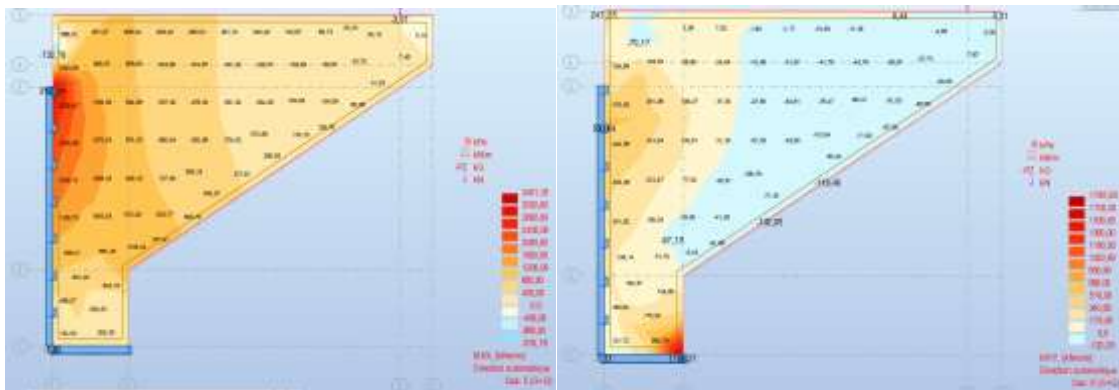


Figure VI.3) - Résultats moments Mxx et Myy mur en retour

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert, sachant que :

$$M_{xx} = 3160,01 \text{ KN.m/ml} \quad ; \quad M_{yy} = 1768,27 \text{ KN.m/ml}$$

Tableau VI.9) - Ferrailage du mur en retour.

Sens	Ferrailage	Espacement
Ferrailage horizontal	→As = 29 cm ² → 7HA25/ ml →En plus d'armatures de construction sur le côté	15 cm

	extérieure : 7HA16	
Ferraillage vertical	→As = 181 cm ² → 7HA64/ ml →En plus d'armatures de construction sur le côté extérieure 7HA16	15 cm

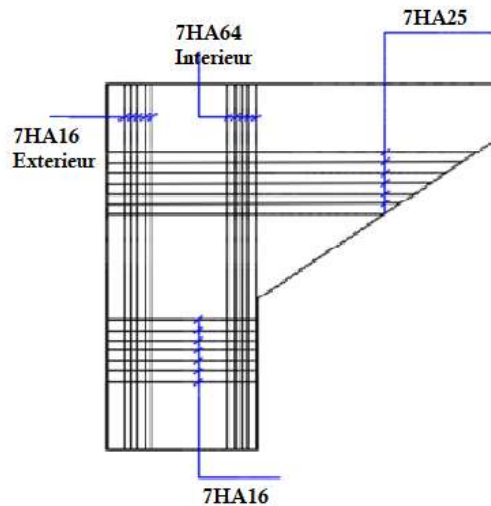


Figure VI.4) - Schéma de ferraillage mur en retour

VII.2.6.5) - DALLE DE TRANSITION

La dalle est sollicitée par plusieurs charges : le poids du remblai, la charge du compacteur pendant l'exécution et aux charges d'exploitations (charges roulantes) en plus du poids de la chaussée et du remblai, en service.

Pour le calcul de ces sollicitations, on utilise la modélisation en élément coque s'appuyant sur des appuis élastiques surfaciques sur chaque nœud après maillage, et un appui rigide simple à l'extrémité de la dalle au niveau du corbeau. Avec le logiciel Autodesk Structural Analysis Professionnel 2018.

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$M_{xx,max} = 5,92 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{xx,min} = 2,76 \text{ t.m}$$

$$M_{yy,max} = 6,45 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{xx} = 1,94 \text{ t.m}$$

Le ferraillage est déterminé ensuite à l'aide du logiciel Robot Expert.

Tableau VI.10) - Ferraillage de la dalle de transition

Sens		Armatures	Espacement
Transversal	Inferieure	6HA14	18 cm
	Supérieur	6HA12	
Longitudinal	Inferieur	6HA14	18 cm
	Supérieur	6HA10	

Ces armatures sont disposées sur des chaises (1 chaise par 1 mètre carré) de type HA12, et afin de créer une surface de travail plane, on met en place un béton de propreté (béton faiblement dosé en ciment) de 10 cm d'épaisseur.

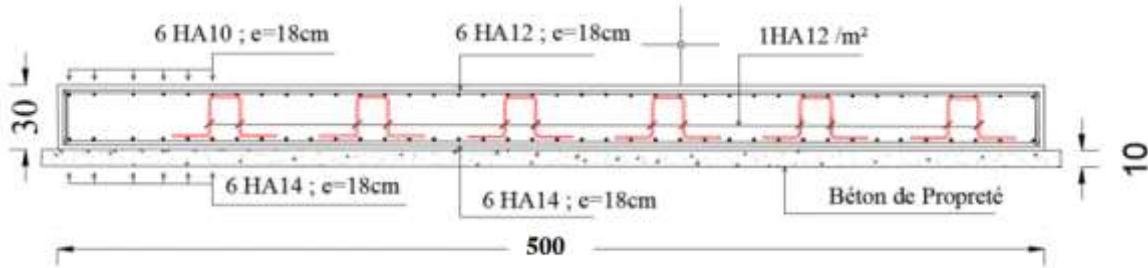


Figure VI.5) - Ferrailage dalle de transition.

VII.2.6.6) - SEMELLE SUR PIEUX

La culée repose sur une semelle de 13,2m de longueur et de 6m de largeur avec une épaisseur de 1,8m fondée au-dessus de 8 pieux de 1,2m de diamètre espacés de 3,6m.

Le ferrailage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastrées à une distance de a/4 de l'axe du mur frontal, où s'applique les réactions de chaque pieu comme une charge concertée, avec « a » l'épaisseur du mur frontal.

- Conditions à respecter

$$\begin{cases} H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \dots \dots \dots \text{condition 1} \\ \alpha \geq 45 \dots \dots \dots \text{condition 2} \end{cases}$$

- Condition 1

$$H = 1,8m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,5m \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Condition 2

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = 50,19 > 45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ ARMATURES TRANSVERSALES INFERIEURS (CAS NORMAL)

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} \right)$$

N_1 : Réaction maximale exercée par un seul pieu.

$$N_1 = 3037 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \text{ MPa}$$

Après application numérique, on trouve

$$A_s = 75,93 \text{ cm}^2$$

Section d'armature par mètre linéaire

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D}$$

Avec :

H : épaisseur de la semelle

D : diamètre des pieux

Donc :

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D} = 25,31 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 27 \text{ cm}^2$$

$A_{s, \text{ min}}$: 15% la section du béton par mètre linéaire

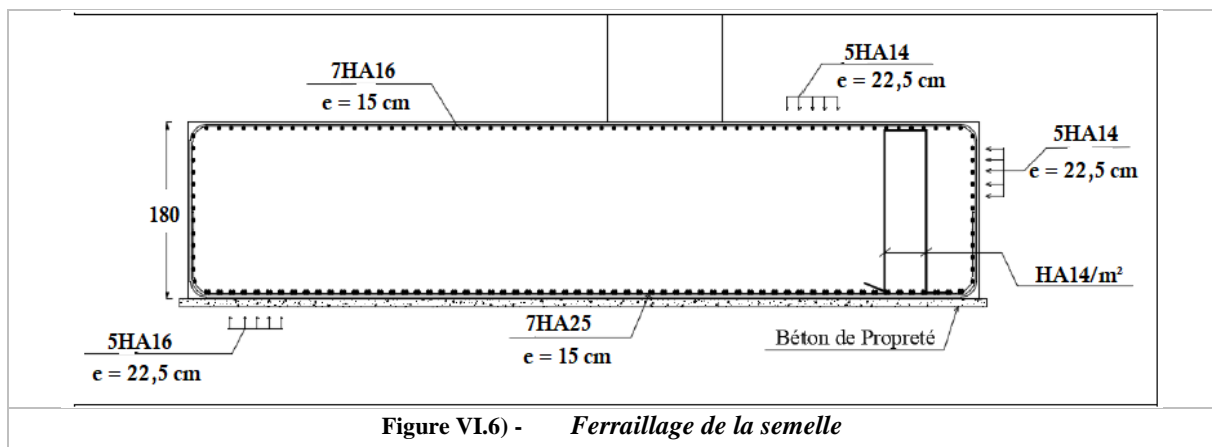
Donc on prend :

$$A_{s/ml} = 27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA } 25 \text{ espacé de } 15 \text{ cm}$$

Tableau VI.11) - Ferrailage de la semelle

Cas	Calcul de la section (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
Armatures transversales inférieures	$A_s = 27 \text{ cm}^2$	7HA25	15cm
Armatures transversales supérieures	$\frac{A_s}{2} = 13,5 \text{ cm}^2$	7 HA 16	15cm
Armatures longitudinales inférieures	$\frac{A_s}{3} = 9 \text{ cm}^2$	5 HA 16	22,5cm
Armatures longitudinales supérieures	$\frac{A_s}{4} = 6,75 \text{ cm}^2$	5 HA 14	22,5 cm
Armatures de peau	$\frac{A_s}{10} = 2,7 \text{ cm}^2$	5 HA 14	22,5 cm

Vu la hauteur importante de la semelle on dispose des chaises HA14 (une chaise/m²) en plus d'un béton de propreté de 10cm d'épaisseur.



VII.2.6.7) - FERRAILLAGE DES PIEUX

La culée est supportée par 8 pieux de 21 m de profondeur et de diamètre égal à 1,2m.

ARMATURES LONGITUDINALES

En supposant les pieux encastrés en tête dans la semelle et libre à la base, les efforts appliqués sur eux sont calculés par la méthode de « WALTHER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de \bar{M} et de \bar{H} .

ACTIONS SUR LES PIEUX

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}}$$

b : diamètre du pieu 1,2m

C_U : module de réaction du sol **30KN/m³**

E: module d'élasticité du béton ; **E=32164,2 MPa**

I : moment d'inertie du pieu ; **I= 0,10179m⁴**.

L : longueur du pieu ; **L= 21m**.

$$\lambda = 0,229 \rightarrow L\lambda = 4,809$$

Les pieux de la culée sont sollicités par :

➤ Effort horizontal : $\bar{P} = \frac{H}{n}$

Avec :

H : Effort horizontal maximal sur la semelle sous combinaisons ELS et ELA.

n : Nombre de pieux. (n = 8 pieux).

➤ Moment de flexion

Tableau VI.12) - Tableau Moment de flexion du pieu

Cas	Formule	Résultats (KN.m)
Cas normal	$-\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$	4398,6
Cas sismique		4860,5

Les efforts pris en compte pour le ferrailage des pieux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13) - Efforts sollicitant pour le ferrailage des pieux

Cas	N(KN)	M(KN.m)
Cas normal ELS	3037	4398,6
Cas normal ELA	1806,6	4398,6
Cas sismique ELA	2933	4861
Cas sismique ELS	1751,81	4861

En considérant la section circulaire de 1.2m de diamètre, sous flexion déviée avec $M_z=0$, avec quatre types de sollicitations présentés dans le tableau ci-dessus, que nous introduisant dans le logiciel ROBOT-Expert, nous obtenant une section d'armatures de $438,9\text{cm}^2$ équivalent à : $\rightarrow 55 \text{ HA } 32$.

✚ EFFORT TRANCHANT EN TETE DU PIEU

Tableau VI.14) - Effort tranchant sur un pieu

Conditions	Effort tranchant (KN)	Effort tranchant sur un pieu (KN)
Cas statique ELS	9861,5	1232,7
Cas sismique ELA	1089,70	1362

✚ ARMATURES TRANSVERSALES

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$2R = \sqrt{2} \cdot b_0 \rightarrow b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 0,85\text{m}$$

$$d = 0,9 \times b_0 = 0,765 \text{ m}$$

Effort tranchant retenu pour le calcul $V_u = 840\text{KN}$

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 2,09 \text{ MPa}$

Condition à vérifier

$\tau_u < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Pourcentage d'armature transversale**

$$A_{st} \geq \frac{0,4 \cdot S_t \cdot b_0}{0,9 \cdot f_e} (\tau_u - 0,3K f_{t28})$$

$K=0$ (pas de reprise de bétonnage)

Avec :

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ S_t = 10 \text{ cm en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Après application numérique on trouve

$$A_{st} = 2,37 \text{ cm}^2 \text{Équivalent a } \mathbf{une\ cerce\ de\ HA16}$$

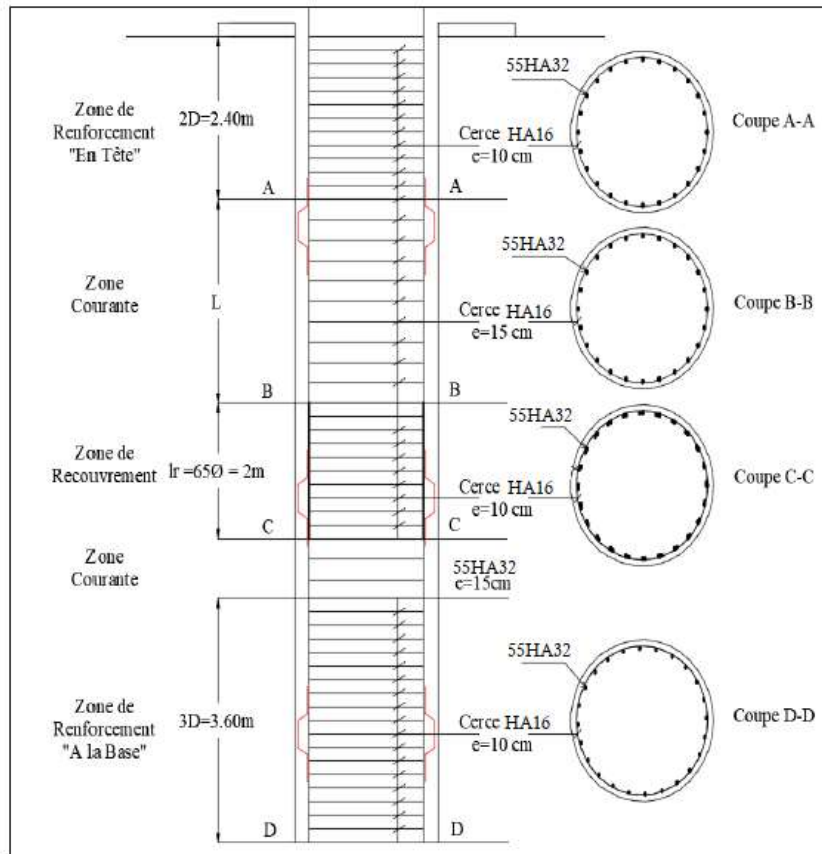


Figure VI.7) - Schéma de ferrailage du pieu.

VII.3) - ETUDE DE LA PILE**VII.3.1) - INTRODUCTION**

La pile est un appui intermédiaire constitué de fûts, et d'un chevêtre dont le rôle est de transmettre le poids du tablier et des surcharges d'exploitation aux fondations. Ces derniers sont réalisés et étudiés d'une manière à satisfaire sa stabilité.

Pour cela dans cette partie, on effectue la deuxième étape de vérification des appuis et son dimensionnement, sur la pile après l'avoir effectué sur la culée.

VII.3.2) - CONCEPTION DE LA PILE

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

Nous avons opté pour la solution d'une pile constituée d'un chevêtre porté par 3 fûts de diamètre égale à 1,2m encastré dans une semelle, celle-ci repose sur 8 pieux ancrés à une profondeur de 21 m.

VII.3.3) - PREDIMENSIONNEMENT DE LA PILE**VII.3.3.1) - Le chevêtre**

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

- La longueur du chevêtre est la même que la largeur du tablier ($L = 10,5m$).
- La hauteur du chevêtre ($h = 1,5m$).
- La largeur du chevêtre ($B = 2m$).

VII.3.3.2) - Les fûts

- Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils ont une forme cylindrique, de diamètre constant.

Pour notre cas on opte pour quatre fûts de diamètre 1,2m et de hauteur $H = 6,2 m$.

VII.3.3.3) - La semelle

- Les trois fûts cités précédemment, reposent sur une semelle de 13,2m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,8m fondé au-dessus de 8 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3,6m.

VII.3.4) - EVALUATION DES EFFORTS AU NIVEAU DE LA PILE

Le poids propre du tablier et les sollicitations qu'il subit engendre des réactions sur chaque une des piles et culées. Le tableau ci dessus contient les résultats numériques des réactions revenant à chaque appuis.

Tableau VI.15) - Réactions sur culée et pile par poutre.

Charge	Réaction sur culé par poutre (KN)	Réactions sur pile par poutre (KN)
G	583.99	1167.98
AL	196.73	393.46
BC	266.64	533.28
MC120	421.94	843.88
D240	466.17	932.34

VII.3.5) - FERRAILLAGE DE LA PILE**VII.3.5.1) - CHEVETRE****✚ FERRAILLAGE LONGITUDINAL**

Afin de procéder au ferrailage du chevêtre, nous avons modélisé à l'aide du logiciel Robot, le chevêtre en élément barre reposant simplement sur les futs. Cette modélisation nous a permis d'approcher le comportement réel du chevêtre car nous avons affecté à chaque appareil d'appui la charge qui lui revient. Les détails de la modélisation sont présentés dans l'**annexe D (Partie 3)**.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.16) - Les sollicitations maximales combinées

Combinaison	Sur appui		Mi-travée	
	G+D240 ELS	Moment (KN.m)	2520.34	Moment (KN.m)
Effort tranchant (KN)		1083.48	Effort tranchant (KN)	1083.48
1.35G+1.35D240 ELU	Moment (KN.m)	2551.91	Moment (KN.m)	1103.17
	Effort tranchant(KN)	3295.11	Effort tranchant(KN)	3295.11

Le ferrailage est obtenu en suite à l'aide du logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (2*1,5) :

Tableau VI.17) - Ferrailage longitudinal du chevêtre.

	Sur appui (cm ²)	Mi-travée (cm ²)
Section (cm ²)	81.9	81.9
Choix des barres	11HA32	11HA32
Espacement (cm)	17 cm	17 cm

✚ FERRAILLAGE TRANSVERSAL

On vérifie d'abord :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

A partir des résultats obtenus après modélisation :

$$V_u = 3295.11 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 1.098 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(3.5, 4) = 3.5MPa$$

On a donc :

$$\tau_u = 1.098 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pourcentage d'armature transversale

$$A_{tv} = \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

Condition sur l'espaceur :

$$S_t \leq 20cm$$

On prend : $S_t = 15cm$

$K=0 \rightarrow$ (pas de reprise de bétonnage)

$$f_{t28} = 2.7MPa$$

$$f_e = 500MPa$$

Donc

$$A_{tv} \geq 7.32 cm^2$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_{tv min} = \frac{0.4 S_t b_0}{f_e} = 2.4 cm^2$$

$$A_{tv} > A_{tv min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On choisit la section minimale 7.32 cm² pour le ferrailage transversal.

✚ FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité de l'appareil d'appui par rapport à son plan de symétrie, elle ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

L'estimation du moment de torsion est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$T = R \cdot e_v + H \cdot e_H$$

R : La réaction sur chaque poutre due au chargement d'une travée.

H : Force horizontale appliquée sur la pile lorsqu'une travée chargée (force de freinage du au chargement B_C)

$$H = \frac{300}{9} = 33.33 KN$$

e_v : Excentricité de la force verticale R avec l'axe de symétrie verticale du chevetre = 0,55m.:

e_H : Excentricité de la force horizontale H avec l'axe de symétrie horizontale du chevetre

$$e_H = \left(\frac{H_{chevetre}}{2} + H_{d\acute{e}} + H_{appareil} \right)$$

$$e_H = \left(\frac{1.5}{2} + 0.2 + 0.15 \right) = 1.1 m$$

Le moment de torsion est calculé sous l'action qui engendre la réaction maximale à l'ELU pour notre cas (1.35G + 1.35D240) comme suit :

Tableau VI.18) - Valeur du moment de torsion.

Sollicitation (KN)	Combinaison et Application numérique	Moment de torsion T (KN .m)
$R_{D240} = 466.17$ $R_G = 583.98$ $H = 33.33$	$(1.35R_G + 1.35R_{D240}).e_v + H.e_H$	816.399

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Condition à vérifier :

$$\tau_T + \tau_V < 3.5f_{t28}$$

τ_V : contrainte de cisaillement crée par l'effort tranchant.

τ_T : contrainte de cisaillement crée par le moment de torsion.

Pour évaluer la contrainte tangentielle de torsion dans un profil plein, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente, dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qui s'inscrit dans le contour extérieur.

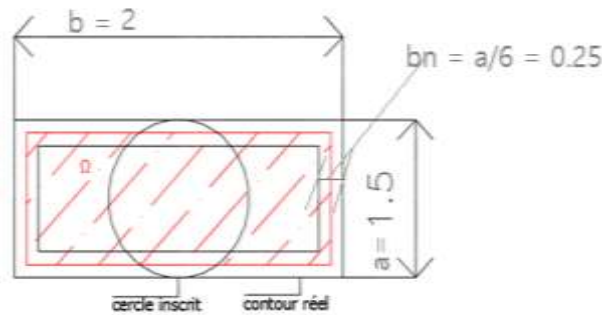


Figure VI.8) - Dimensions de la section considéré en torsion

$$\tau_T = \frac{T}{2\Omega b_n}$$

T : moment de torsion.

Ω : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (Aire hachurée).

b_n : l'épaisseur de la paroi creuse équivalente.

On a :

$$\tau_T = 0.746 \text{ MPa}$$

$$\tau_V = 1.098 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_T + \tau_V = 0.746 + 1.098 = 1.844 \text{ MPa} < 3.5f_{t28} = 9.45 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature longitudinale**

La sollicitation de torsion d'une poutre engendre des contraintes de traction longitudinales. La résistance à ces tractions doit être située sur la périphérie de la section.

La section d'armatures longitudinales est calculée par la formule suivante :

$$A_S = \frac{2.4 \cdot T}{a \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \cdot K$$

K : coefficient dépendant du rapport $\frac{b}{a}$.

Tableau VI.19) - Valeurs du coefficient K.

b/a	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3	4	∞
k	1	0.9	0.84	0.79	0.76	0.73	0.68	0.65	0.61	0.5

$$\frac{b}{a} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

Par interpolation on trouve : $K = 0.861$.

$$A_S = \frac{2.4 \times 0.816}{1.5 \left(\frac{500}{1.15} \right)} \cdot 0.861 = 25.85 \text{ cm}^2$$

$A_S = 25.85 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit **9HA20** / espacement = 17.5 cm.

➤ Armature transversale

Les contraintes de cisaillement engendrées par la torsion sont reprises par la section d'armature suivante :

$$A_t = \frac{0.6 T}{a \left(b - \frac{a}{b} \right) \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} S_t$$

Condition sur l'espacement :

$$S_t \leq 35 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où :

$$A_{t \text{ tor}} = \frac{0.6 T}{a \left(b - \frac{a}{b} \right) \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} S_t = \frac{0.6 \times 0.816}{1.5 \left(2 - \frac{1.5}{2} \right) \left(\frac{500}{1.15} \right)} \cdot 0.15 = 0.9 \text{ cm}^2$$

La section transversale totale est la somme des sections dues à la l'effort tranchant et à la torsion

$$A_t = A_{t \text{ tor}} + A_{tv} = 0.9 + 7.32 = 8.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 cadres HA14** $\rightarrow A_t = 9.24 \text{ cm}^2$

Tableau VI.20) - Ferrailage du chevêtre.

		Section d'acier		Espacement
Transversale		3 cadres HA14		15 cm
Armatures longitudinales	Flexion	Mi-travée : Nappe inférieure	11HA32	17 cm
		Appui : Nappe supérieure	11HA32	17 cm
	Torsion	9HA20		17.5 cm

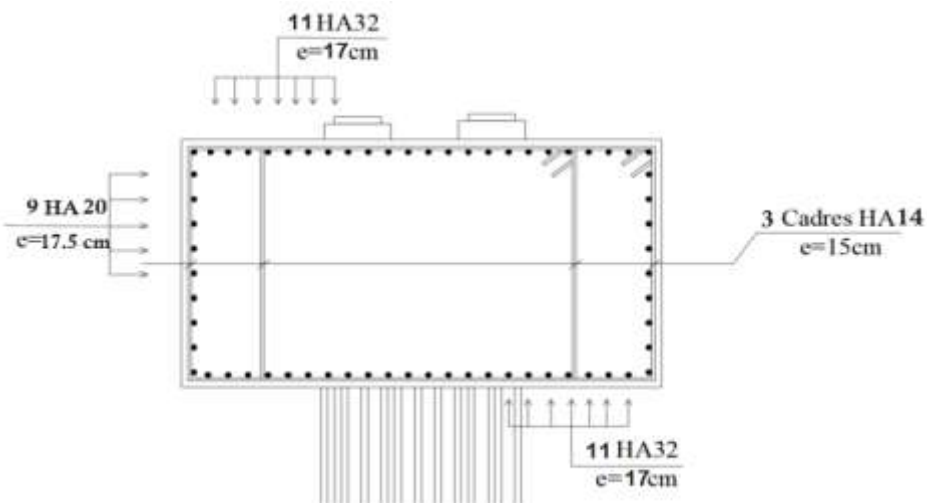


Figure VI.9) - Schéma du ferrailage du chevêtre.

VII.3.5.2) - FUT

Les futs sont sollicités par un effort normal provenant des charges permanentes (poids propre du tablier, poids propre du chevêtre, poids propre du fut) et les surcharges routières, et par un moment de flexion provenant des forces de freinage et de l'action sismique.

✚ VERIFICATION DU FLAMBEMENT

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \max(50, \min(67 \frac{e_0}{D}, 100))$$

Avec :

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

Le fut est doublement encasté.

$$L_c = 0,7 L = 4,34 \text{ m}$$

$$i = \frac{D}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = 14,47 < 50$$

Condition vérifiée donc pas de risque de flambement.

✚ ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LES FUTS

Les détails de calcul des efforts sont présentés dans l'annexe D (Partie 3, les résultats des combinaisons pour chaque fut retenues pour le calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VI.21) - Les résultats des combinaisons pour chaque fut

Cas	N(KN)	M(KN.m)
ELS	4422,05	144,375
ELS	3909,45	490,875
ELA	3283,425	5238,25
ELA	782,4	5296

Le ferrailage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert,

$$A_s = 233,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{29HA32}.$$

✚ ARMATURE TRANSVERSAL

On doit déterminer en premier lieu les dimensions de la section carré équivalente,

$$2R = \sqrt{2} \cdot b_0 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 1,697 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \cdot b_0 = 1,53 \text{ m}$$

Condition à vérifier

$$\tau_u < 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$: Contrainte tangentielle.

La valeur de l'effort tranchant retenu pour le calcul :

$$V_u = \frac{H_{max}}{\text{nbr de fut}} = \frac{3129,6}{4} = 782,4 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{782,4 \times 10^{-3}}{1,697 \times 1,53} = 0,3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

On détermine en suite les armatures transversales par la formule suivante :

$$A_{st} \geq \frac{0,4 \cdot S_t \cdot b_0}{0,9 \cdot f_e} (\tau_u - 0,3 K f_{t28})$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

Avec

$$S_t = \min(12\Phi_L, b, 200\text{mm})$$

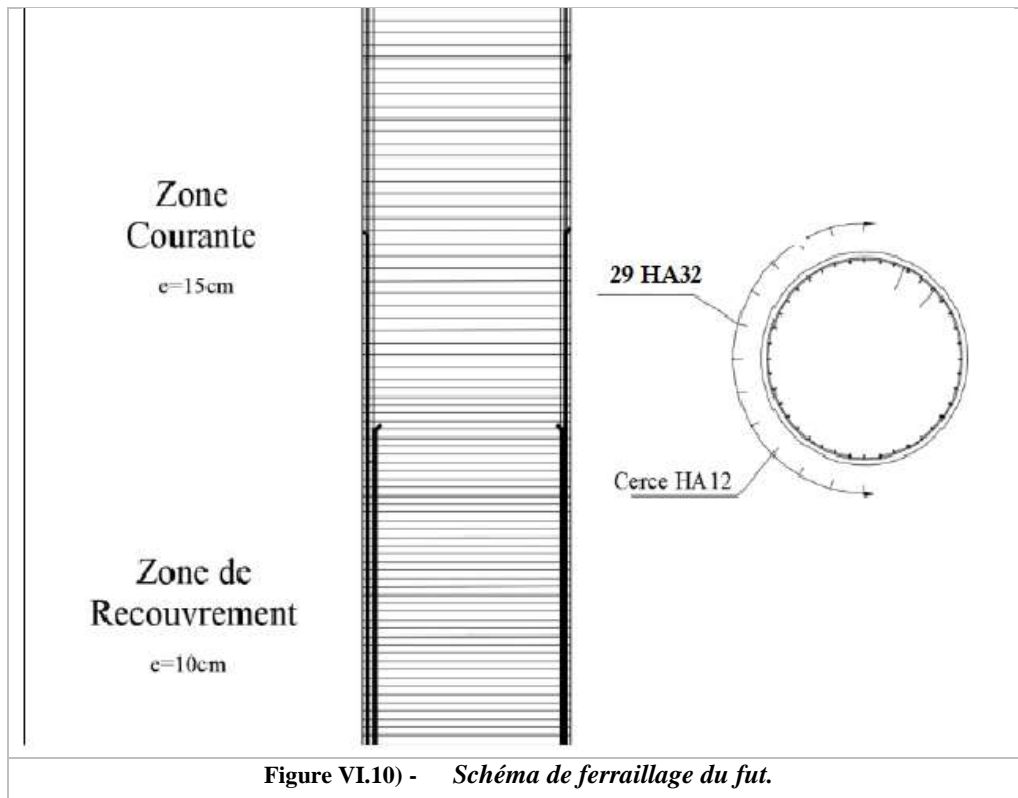
On prend

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ S_t = 10 \text{ cm en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Après application numérique on trouve

$$A_{st} = 0,68 \text{ cm}^2$$

On prend une section minimale d'une cerce **HA12**, cette section est proposée par le guide de conception avec la condition suivante : $\phi t \geq \frac{\phi l}{3}$.



VII.3.5.3) - LA SEMELLE

Les 3 futs calculés précédemment reposent sur une semelle de 13,6m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,8m. Elle est fondée au-dessus de 8 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3,6m.

➤ **Conditions à vérifier**

$$\begin{cases} H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \dots \dots \dots \text{condition 1} \\ \alpha \geq 45 \dots \dots \dots \text{condition 2} \end{cases}$$

- L* : Entraxe entre pieux.
- b* : Diamètre du fut.
- H* : Epaisseur de la semelle.

Condition 1 :

$$H = 1,8m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,5m \rightarrow \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Condition 2 :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = 50,19^\circ > 45^\circ \rightarrow \rightarrow \text{condition vérifié}$$

✚ **ARMATURE TRANSVERSALES INFERIEUR (CAS NORMALE)**

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} \right)$$

N_1 : réaction maximale exercée par un seul pieu

$$N_1 = 282,48 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \text{ MPa}$$

Après application numérique, on trouve

$$A_s = 70,63 \text{ cm}^2$$

Section d'armature par mètre linéaire :

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D}$$

Avec

H : épaisseur de la semelle

D : diamètre des pieux

Donc :

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D} = 23,54 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 15\% \text{ la section du béton par metre linéaire} \\ = 27 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_{s/ml} = 27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ HA } 25 \text{ espacés de } 15 \text{ cm}$$

Tableau VI.22) - Ferrailage de la semelle.

Cas	Calcul de la section	Choix des barres	Espacement
Armature transversale supérieure	As/ml	7HA25	15cm
Armature transversale supérieure	$\frac{A_s}{2} = 13,5cm^2$	7 HA 16	15cm
Armature longitudinale inférieure	$\frac{A_s}{3} = 9cm^2$	5 HA 16	22,5cm
Armature longitudinale supérieure	$\frac{A_s}{4} = 6,75cm^2$	5 HA 14	22,5 cm
Armature de peau	$A_s/10 = 2,7cm^2$	5 HA 14	22,5 cm

VII.3.5.4) - PIEUX SOUS LA PILE

L'évaluation des efforts agissant sur les pieux de la pile est présentée dans l'annexe D (Partie 3).

Tableau VI.23) - Résultats retenus pour le calcul.

Cas	N (KN)	M (KN .m)
Cas normal (ELS)	21252,2	2422,5
Cas sismique (ELA)	16911,6	27459,24

✚ EFFORT NORMALE REVENANT A CHAQUE PIEU

A partir de la relation suivante nous arrivons à calculer les efforts normaux qui reviennent à

chaque pieu
$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x y}{\sum y^2} \mp \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Nous obtenant les résultats suivants :

Tableau VI.24) - Effort normal revenant à chaque pieu

Cas	Min (KN)	Max (KN)
Cas normale ELS	2488,3	2824,76
Cas sismique ELA	200,71	4020,84

✚ EFFORT TRANCHANT EN TETE DU PIEU \bar{P}

En analysant le tableau des résultats, on retiendra ces valeurs pour l'évaluation de l'effort tranchant en tête du pieu.

Tableau VI.25) - Effort tranchant en tête du pieux.

Cas	Effort tranchant totale (KN)	Effort tranchant totale par pieu \bar{P} (KN)
Cas normal ELS	255	31,9
Cas sismique ELA	3842,4	480

Le calcul des moments est détaillé dans l'annexe D (Partie 3).

On considère que les pieux sont soumis à la flexion composée en jugeant la fissuration préjudiciable avec un béton de 30 MPa et on tire la section d'armature à partir du logiciel robot expert en considérons les cas suivants :

Cas	N(KN)	M(KN.m)
Cas normal ELS	2824,76	110,4
Cas normal ELS	2488,30	110,4
Cas sismique ELA	4020,84	1663,62
Cas sismique ELA	1663,62	1663,62

On trouve : $A_s = 131,1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : 24 HA 25
 + ARMATURES TRANSVERSALES

Section carrée équivalente :

$$2R = \sqrt{2} \cdot b_0 \rightarrow b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 0,85m$$

$$R = 0,6m ; d = 0,9 \times b_0 = 0,765 m$$

Effort tranchant retenu pour le calcul :

$$V_u = \frac{H_{\max ELA}}{\text{nbr de pieux}} = \frac{3842,4}{8} = 480,3 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0,739 \text{ MPa}$$

Condition à vérifier :

$\tau_u < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ La contrainte de cisaillement est vérifiée

$$A_{st} \geq \frac{0,4 \cdot S_t \cdot b_0}{0,9 \cdot f_e} (\tau_u - 0,3Kf_{t28})$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

Avec :

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ S_t = 10 \text{ cm en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Après application numérique on prend :

$A_{st} = 2,55 \text{ cm}^2$ Équivalent à **une cerce de HA16**

VII.4) - CONCLUSION

Afin de permettre le bon fonctionnement de l'ouvrage en assurant la transmission des charges de la superstructure vers le bon sol, toutes les vérifications nécessaires pour les appuis ont été satisfaites.

Ainsi s'achève l'étude de l'infrastructure qui consistait au dimensionnement, vérification, ferrailage de tous ces éléments.

CONCLUSION GENERALE

L'ingénierie des ponts est probablement la plus étendue des domaines techniques puisqu'elle englobe plusieurs connaissances et techniques dont : le béton armé, béton précontraint, la construction métallique, la géotechnique, l'analyse des structures, le management de la construction.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de maîtriser la conception, l'étude et le dimensionnement d'un pont. Il nous a permis aussi de calculer le coût du projet d'un pont et d'acquérir des connaissances sur les logiciels comme le CSI BRIDGE, Auto CAD et Robot Structural Analysis.

Après le pré dimensionnement du tablier des trois variantes, la variante du pont bow-string a été écarté pour des raisons géométriques, pour cela les deux autres variantes VIPP et mixte bipoutre ont été modélisées en 3D à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et CSI BRIDGE respectivement.

Après l'étude, on conclut que les éléments du pont résistent aux différentes sollicitations à savoir les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les actions sismiques tout en respectant les exigences normalisées telles que les règlements et les codes de conception des ponts (règlement parasismique Algérien RPOA99, fascicules SETRA, Eurocode 2 et Eurocode 3).

Ensuite nous avons procédé à une étude comparative technico-économique en calculant le volume de béton, les quantités de ferrailage, ainsi que le tonnage d'acier sans oublier les équipements des deux tabliers.

Après cette analyse, On retiendra principalement que :

Pour le tablier de la 1^{ère} variante « pont mixte bipoutres » : le cout des matériaux nécessaire pour sa réalisation peut être évalué de **88 918 384,41 DA**.

Pour le tablier de la 2^{ème} variante « pont à VIPP » : le cout des matériaux nécessaire pour sa réalisation peut être évalué de **64 307 552,40 DA**

Nous avons fait une analyse multicritère des deux tabliers, le choix de la variante optimale a été fait à la lumière des considérations aussi bien d'ordre technique, économique et fonctionnel. Nous avons opté pour un pont à poutres multiples en précontrainte du type VIPP au détriment du bipoutre, d'abord pour son coût relativement réduit, pour la disponibilité des matériaux ainsi sa facilité de mise en œuvre.

Enfin, la réflexion est de dire que le rôle de l'ingénieur en génie civil n'est pas seulement le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage, il se doit de proposer des solutions raisonnables, économiques et efficaces sur terrain.

Bibliographie :

- [1] **B.A.E.L 91 révisées 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- [2] **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
- [3] **Fascicule n° 61 titre II**, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts routes).
- [4] **Fascicule n°62 titre I**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] **Note d'information du SETRA**– Série Ouvrages d'Art n° 36 Joints de chaussée des ponts routes
- [6] **Document joint de chaussée CIPEC**, disponible sur :
http://polyetanche.com/files/Joint_CIPEC_20P_A4_Fr_V03_bd.pdf
- [7] **R.C.P.R**, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- [8] **R.P.O.A 2008**, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- [9] **Jean-Pierre DUCOUT**, Technique de l'ingénieur C2676 « Ponts métalliques, applications spécifiques », 12/09/2014.
- [10] **Jean-Paul LEBET et Manfred A. Hirt**, PONT EN ACIER Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton, Traité de Génie civil de l'école polytechnique Fédérale de Lausanne Volume 12, Presses Polytechniques et universitaires romandes, ISBN 978-2-88074-765-7, 2009.
- [11] **S.E.T.R.A 2009** : « guide pont mixte »
- [12] **Eurocode 3** : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale.
- [13] **Eurocode 4** : Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale.
- [14] **D.T.U BAEL, 91** « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 ».
- [15] **J. A CALGARO et M. VIRLOGEUX**, Projet et construction des ponts.
- [16] **RPA99**, règles parasismique algérienne 99/V2003.
- [17] **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
- [18] **Béton Armé, Béton Précontraint**, 4^{ème} année Génie Civil. **Mr. BOUTEMEUR**.
- [19] **Cours Pont**, 5^{ème} année Génie Civil. **Mme. D. CHERID**
- [20] **Cours structures métallique**, 4^{ème} année Génie Civil **Mr. BENAZZOUZ**

ANNEXES

ANNEXE A

The page features two decorative wavy blue lines, one above and one below the main title. Each line consists of a thin blue outline and a light blue shaded area underneath, creating a sense of movement and depth.

CHARGES ET SURCHARGES

I.1) - SURCHARGE DE TYPE A(L)

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en (Kg/m²) Dont l'intensité dépend de la longueur chargée L(m) donnée par :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L).$$

$$\text{Avec ; } A(L) = 230 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

L : dans notre cas représente la portée de la travée = 32 m.

$$A(L) = 10,48 \text{ KN/m}^2.$$

Détermination de a_1 et a_2

- Le coefficient a_1 : fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargés.

Tableau A-1 Coefficient a_1 (d'après le tableau suivant (fascicule 62 titre II))

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

- Le coefficient a_2 :

$$a_2 = v_0 / v$$

Tel que, v est la largeur de voie (Lv = 3m) et v_0 dépend de la classe du pont.

Tableau A-2 Valeurs de v_0 en m.

Classe du pont	v_0 (m)
Première classe	3,5
Deuxième classe	3,00
Troisième classe	2,75



$$a_2 = \frac{v_0}{v} = 0,85.$$

Tableau A-3 Valeurs de A pour différentes voies chargées.

Voies	a_1	a_2	A(L) (KN/m ²)	A=A(L). a_1 . a_2 (KN/m ²)	Largeur de voie (m)	A (KN/ml)
1	1	0.85	10.48	8.95	4.1	36.69
2	1	0.85	10.48	8.95	8.2	73.37

I.2) - SYSTEME DE CHARGE B

Ce système de charges comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types (30 t) ;
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems ;
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

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

a) Système Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou de convois que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus Défavorable pour l'élément considéré. Ce système répond aux caractéristiques suivantes :

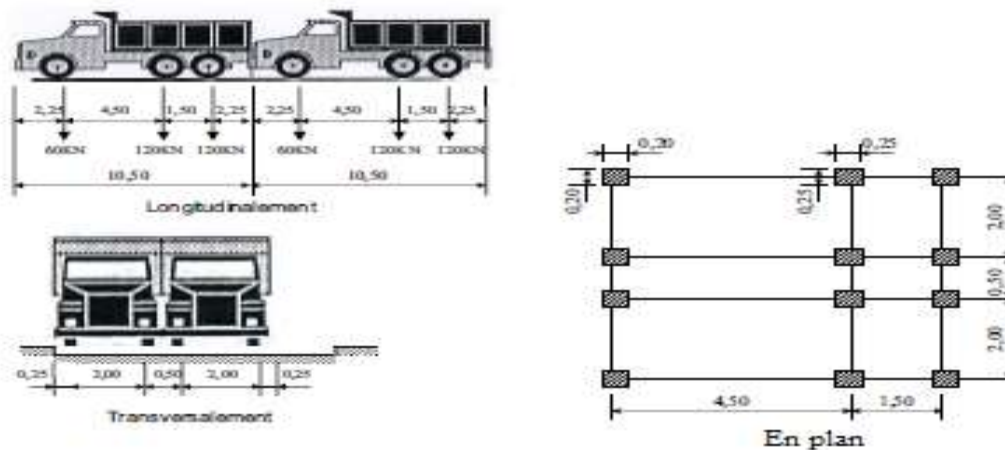


Figure A-1 Système Bc.

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau A-4 Valeurs de b_c

Nombre de file		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère} classe	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2 ^{ème} classe	1.00	1.00	/	/	/
	3 ^{ème} classe	1.00	0.80	/	/	/

Tableau A-5 Valeurs de charge par essieu dû au chargement B_c.

Cas de chargement	b_c	S _{Bc} (KN)	L (m)	G (KN)	δ_{Bc}	Charge par essieu (KN)	
Une file	1.2	720	32	7212.8	1,069	E.A.V	76,968
						E.A.R	153,936
Deux files	1.1	1320	32	7212.8	1.08	E.A.V	130,68
						E.A.R	261,36

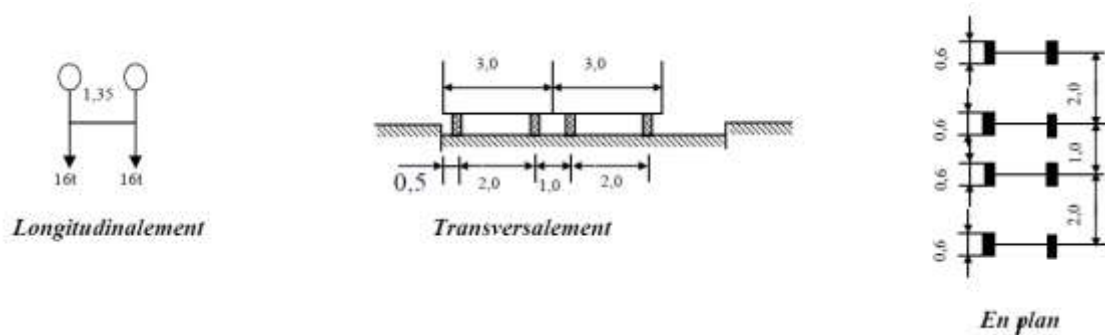
b) Système B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux (2 x 16t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est supposé disposer sur la chaussée.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Figure A-2 Système B_t

La valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient B_t, donné dans le tableau suivant :

Tableau A-6 Valeurs des charges du système B_t.

Classe de pont	B _t
1 ^{ère} classe	1,2
2 ^{ème} classe	1,00

Calcul de coefficient de majoration δ_{Bt} Soit S_{Bt} la charge maximale qu'on peut placer sur le pont multiplié par b_t

$$\longrightarrow S_{Bt} = B_t \times b_t$$

Tableau A-7 Valeurs de charges par essieu dû au chargement B_t .

Cas de chargement	B_t	S_{Bt} (KN)	L(m)	G(KN)	δB_t	Charge par essieu (KN)
Un tandem	1,2	384	32	7212,8	1,062	$16 \times 1,2 \times 1,062 = 20,39$
Deux tandems	1,2	768	32	7212,8	1,07	$32 \times 1,2 \times 1,07 = 41,088$

I.3) - SYSTEME DE SURCHARGES MILITAIRES :

Les convois militaires sont composés de deux (02) classes ; Mc120 et M80. Chaque classe se compose de deux (02) systèmes distincts :

- 1- Système Mc : représente par des chenilles.
 - 2- Système Me : composé d'un groupe de deux (02) essieux.
- Dans notre étude on s'intéresse qu'aux charges militaires Mc

a) Système Mc

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120 car, il est le cas le plus défavorable, donc pour le calcul du coefficient dynamique, on prend :

$$S = \max (S_{Mc 80}, S_{Mc 120})$$

b) Système Mc120 :

Un véhicule type de système Mc120 comporte deux (02) chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

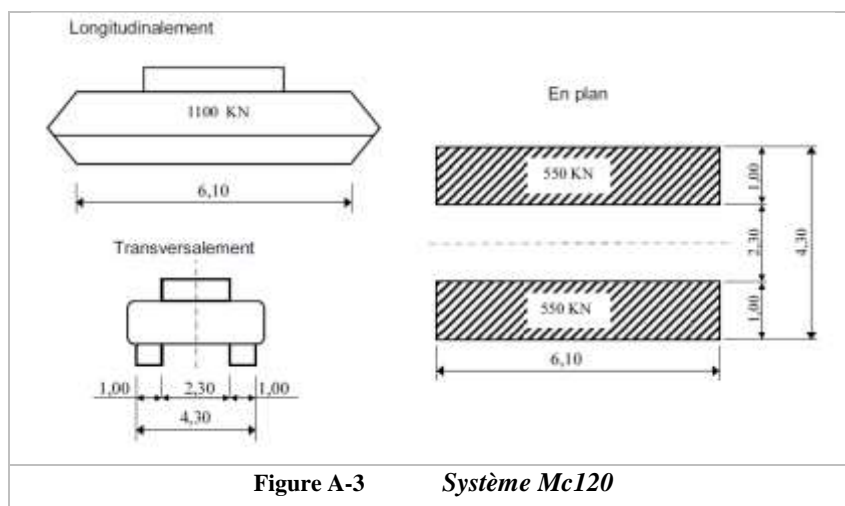


Figure A-3 Système Mc120

Ce système a une charge totale $SMC = 110 t$

Tableau A-8 Coefficient de majoration système Mc

Chargement Mc	S_{Mc} (KN)	L (m)	G (KN)	δ_{Mc}	P_{Mc} (KN) : charge par chenelle	P_{Mc} (KN/ml)
	1100	32	7212,8	1,076	1183,6	194,03

I *Tel que* $P_{Mc} = S_{Mc} \times \delta_{Mc}$

I.4) - CONVOIS EXCEPTIONNELS

Se sont de type D ou E.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour effets dynamiques, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

a) Convoi type D

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240.

Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondante au convoi type D240

b) Convoi type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois (03) éléments de quatre (04) lignes à deux (02) essieux de 240 t. Il répond aux caractéristiques suivantes :

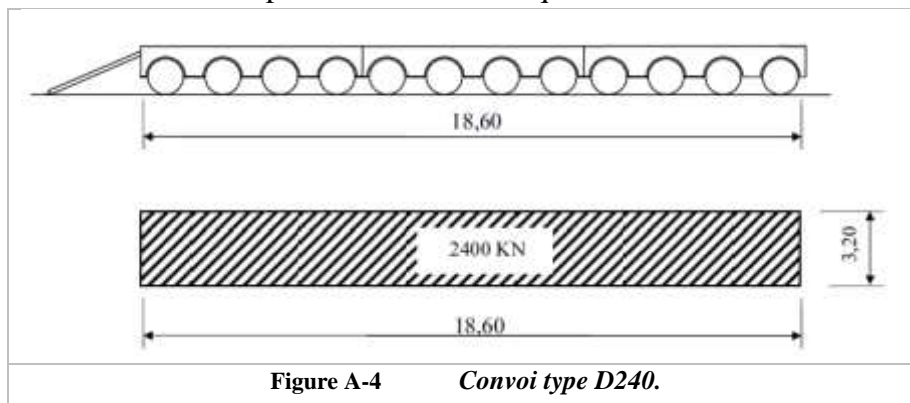


Figure A-4 *Convoi type D240.*

La charge maximale de système D240 est égale à : $S_{D240} = 2400 \text{ KN}$

Soit par mètre linéaire $\rightarrow S_D = \frac{2400}{18,6 \times 3,2} = 40,32 \text{ KN/m}^2$

Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage qui sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

Les résultats de l'effort de freinage au système A(L) sont donnés dans le tableau suivant :

Nombre de voies	A (KN/ml)	A(KN)	Lv	L(m)	S (m ²)	$F = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S}$	F_A (KN)
					$S=Lv \times L$		$F_A = F \times A$
1	36,69	1174,08	32	4,1	132,2	0,0488	57,295
2	73,37	2347,84	32	8,2	262,4	0,0478	112,22

Les résultats de l'effort de freinage au système B_c sont donnés dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	B_c	P bc (KN)	F_{bc} (KN)
1	1,2	300	360
2	1,1	300	330

ANNEXE B



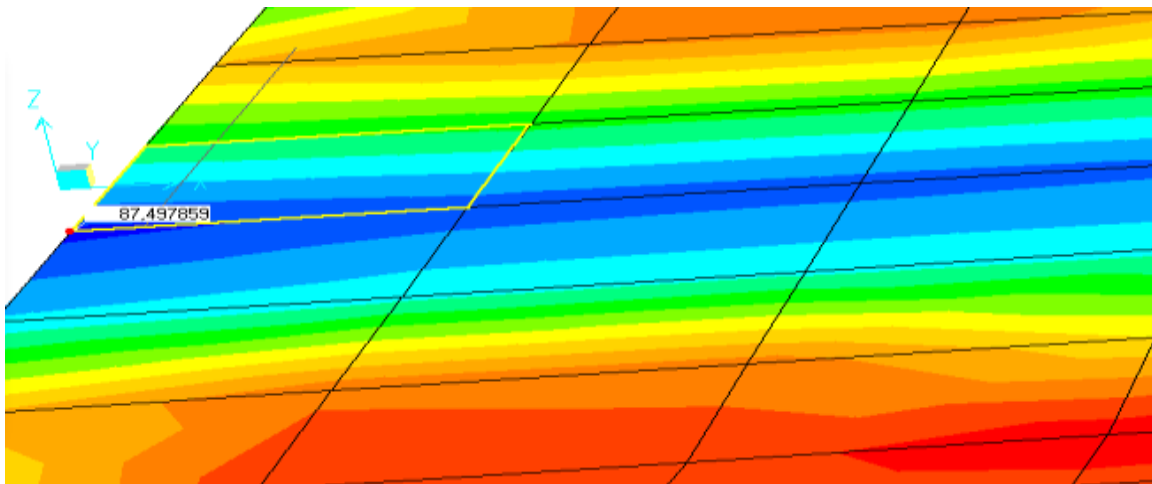
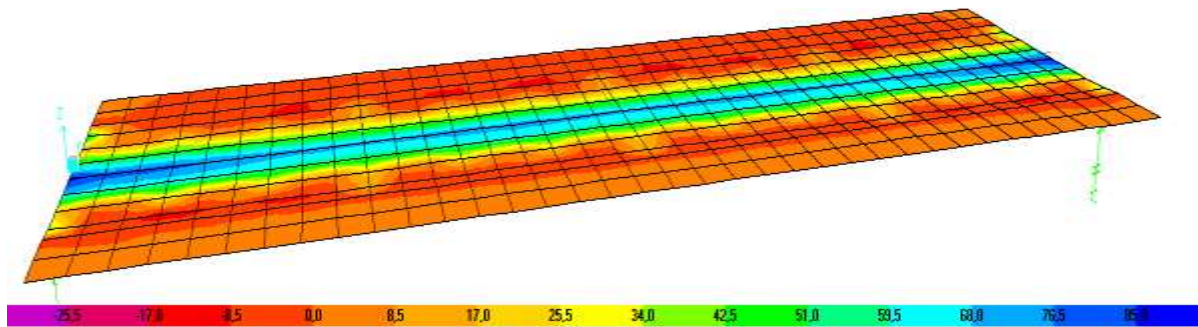
VERIFICATION DU TABLIER MIXTE



II.1) - VERIFICATION DE LA SECTION MIXTE EN PHASE DE SERVICE FERRAILLAGE DE LA DALLE

II.1.1.1) - FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA DALLE

L'hourdis a été modéliser en élément SHELL via le logiciel CSIBRIDGE, les valeurs des moments présentés dans la figure sont obtenues après analyse de notre modèle sous le poids propre du tablier.



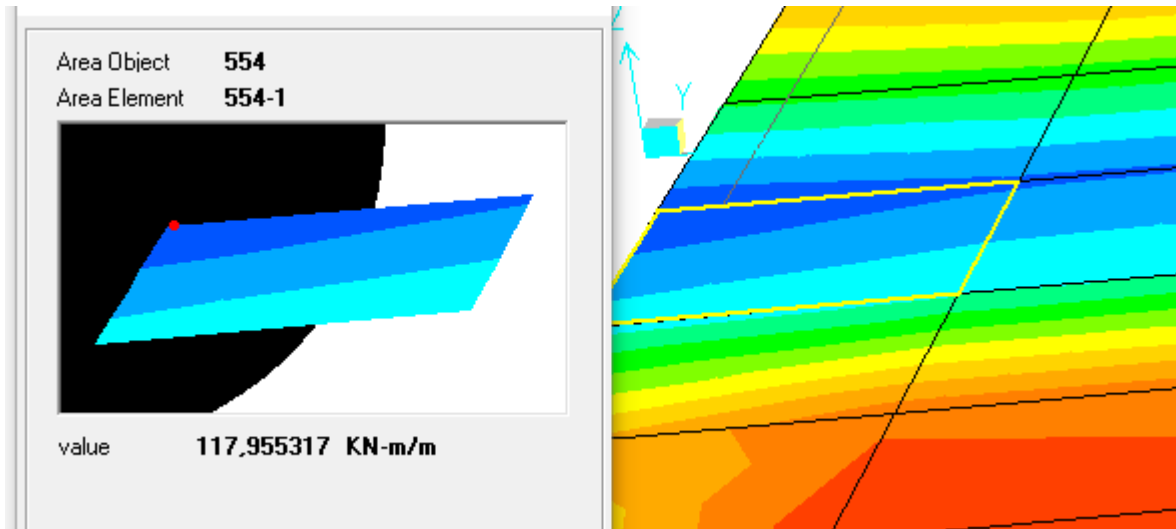


Figure B-3) - *Moment max a l'ELU (Axe XX)*

II.1.1.2) - **FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE LA DALLE**

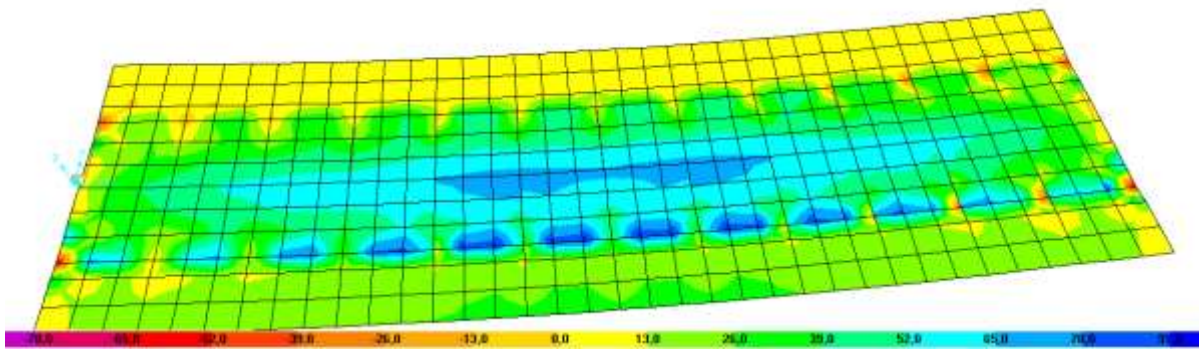


Figure B-4) - *Diagramme moment fléchissant transversale de la dalle*

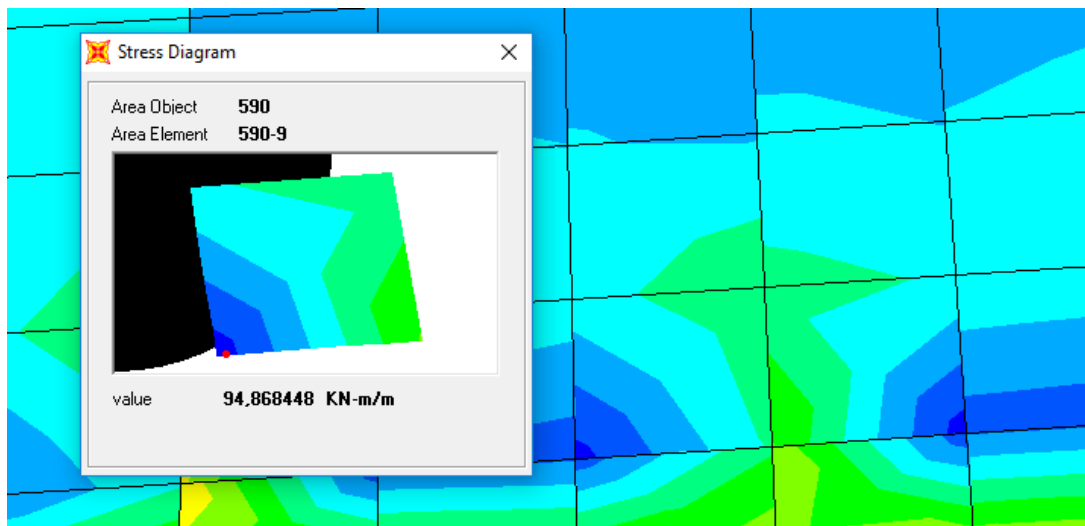


Figure B-5) - *Moment max a l'ELU (Axe YY)*

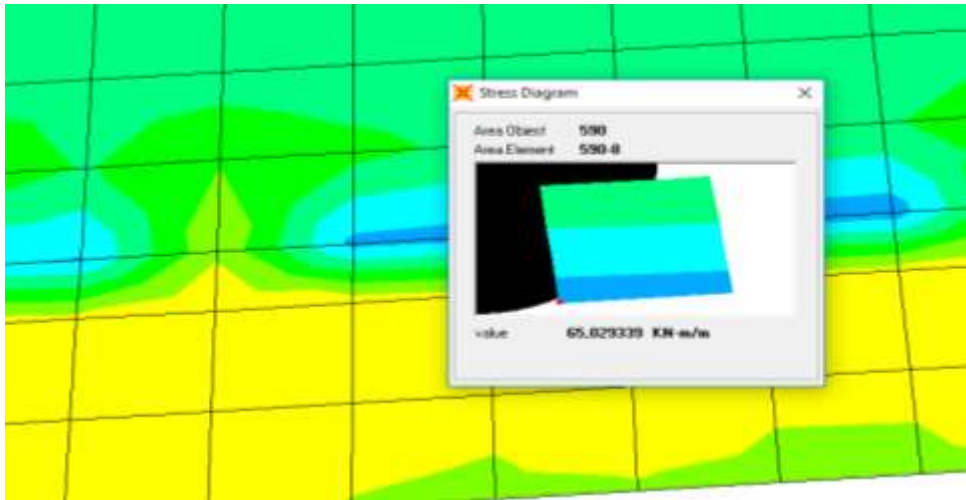


Figure B-6) - *Moment max a l'ELS (Axe YY)*

Tableau B-1 - Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis en (KN.m)

		ELU	ELS
M ₁₁ (Longitudinale)	M max	118,00	88,00
	M min	-40,00	-22,00
M ₂₂ (Transversale)	M max	95	65
	M min	-37	-20

Tableau B-2 - Récapitulatif des efforts tranchants dans l'hourdis en (KN).

	ELU	ELS
T ₁₁ (Longitudinale)	576	398
T ₂₂ (Transversales)	109	98

II.1.2) - VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA FLEXION

II.1.2.1) - DETERMINATION DE L'AXE NEUTRE

Selon (ENV 1994-2 : 1997),

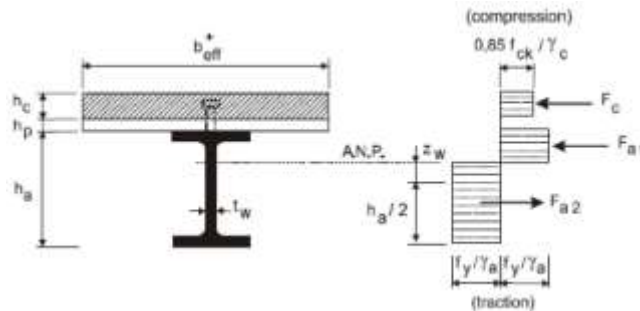


Figure B-7) - *Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre plastique dans l'âme.*

- Position de l'axe neutre :

Pour déterminer la position de l'axe neutre on doit vérifiée deux conditions :

→ **Condition 1 :**

$F_c < F_a$ → Axe neutre plastique dans la poutre (condition 2).

$F_c \geq F_a$ → Axe neutre plastique dans la dalle.

→ **Condition 2 :**

$F_a - F_c < 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a}$ → Axe neutre plastique dans la semelle.

$F_a - F_c \geq 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a}$ → Axe neutre plastique dans l'âme.

Avec :

$$F_c = B_{eff} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_c}$$

$$F_a = S_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

B_{eff} : Largeur efficace de la section en béton.

h_c : Epaisseur de la dalle.

f_{cj} : Résistance du béton a 28jours.

γ_c : Coefficient du béton 1,5.

S_a : Aire de la section d'acier.

f_y : Limite d'élasticité des poutres en acier.

γ_a : Facteur de résistance de l'acier 1,1.

$$F_c = 5250 \times 250 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 18593.75 \text{ KN}$$

$$F_a = 127600 \frac{355}{1.1} = 41180 \text{ KN}$$

$$F_a - F_c = 22586.25 \text{ KN}$$

$$2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \times 600 \times 50 \times \frac{355}{1.1} = 19363.64 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c < F_a \\ F_a - F_c \geq 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} \end{array} \right. \rightarrow \text{Axe neutre plastique dans l'ame de la poutre}$$

La position de l'axe neutre Z_w est donnée par la formule suivante :

$$Z_w = \frac{F_c}{2 \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_a}} = 0.72 \text{ m}$$

$$Z_w = 0.72 \text{ m}$$

ANNEXE C



ANNEXE ETUDE DU TABLIER DE LA VARIANTE VIPP



III.1) - FONCTION ET ALLURES DES CABLESCable 1 :

$$X=0 \longrightarrow y=c=0,6 \text{ m}$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y= a(16)^2+b \times 16 + 0,6=0,12 \text{ m} \quad (2)$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y'=2a \times 16 + b = 0 \quad (3)$$

Après la résolution de système deux équation on trouve :

$$A=1,875 \times 10^{-3} ; b=-0,06; c=0,6.$$

$$Y=1,875 \times 10^{-3}X^2 - 0,06X + 0,6.$$

Cable 2 :

$$X=0 \longrightarrow y=c=0,9 \text{ m.}$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y= a(16)^2+b \times 16 + 0,9=0,2 \text{ m} \quad (2)$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y'=2a \times 16 + b = 0 \quad (3)$$

On trouve que :

$$A=2,735 \times 10^{-3} ; b=-0,0875 ; c=0,9$$

$$Y=2,735 \times 10^{-3}X^2 - 0,0875X + 0,9$$

Câble 3 :

$$X=0 \longrightarrow y=c=1,2 \text{ m.}$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y= 256a+16b= -0,88 \text{ m} \quad (2)$$

$$X=16 \text{ m} : \longrightarrow y'=32a+b = 0 \quad (3)$$

On trouve que :

$$A=3,4375 \times 10^{-3} ; b=-0,11 ; c=1,2$$

$$Y=3,4375 \times 10^{-3}.X^2 - 0,11X + 1,2$$

Les équations des câbles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau C-1 Équation de l'allure pour chaque câble

Câble	Équation
1	$Y=1,875 \times 10^{-3}X^2 - 0,06X + 0,6.$
2	$Y=2,735 \times 10^{-3}X^2 - 0,0875X + 0,9$
3	$Y=3,4375 \times 10^{-3}.X^2 - 0,11X + 1,2$

Pour illustrer plus on introduit dans le tableau suivant la position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure :

Tableau C-2 Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure

	Câble 1	Câble 2	Câble 3
X(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
X=0	0,6	0,9	1,2
$X = \frac{L}{4} = 8m$	0,24	0,375	0,54
$X = 3\frac{L}{8} = 12m$	0,15	0,24	0,375
$X = \frac{L}{2} = 16m$	0,12	0,2	0,32

Par l'outil de dessin Autocad2016 on a obtenu l'angle qui fait chaque câble avec l'axe horizontal

III.2) - CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE

III.2.1) - PERTES INSTANTANÉES

Les origines des pertes instantanées sont :

1) PERTES DUES AU FROTTEMENT DU CÂBLE SUR LA GAINÉ

Elles se produisent par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y a contact entre ces éléments c'est-à-dire dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

D'après le BPEL la formule qui nous permet de déterminer ces pertes est la suivante :

Où :

$$\sigma_{po} = e^{-f\alpha - \varphi x}$$

σ_{po} : La contrainte initiale exercée lors de la mise en tension (1416 MPa)

x : Distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

α : déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rad) ;

f : coefficient de frottement en courbe vaut 0.18 rad^{-1} ;

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$;

La perte de tension par frottement, est égale à : $\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{po} - \sigma(x)$

Les courbes exponentielles peuvent être remplacées par des tronçons de droites pour autant que les points de calcul soient rapprochés, c'est-à-dire :

$$\sigma_{po}(x) = (1 - (f \times \alpha(x) + \varphi \times x)) \quad ; \quad (e^x = 1 - x)$$

D'où on trouve que :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{po} \times (f \times \alpha(x) + \varphi \times x) = 1416 (0.18 \times \alpha + 0.002 \times x)$$

Le tableau suivant résume les pertes dues au frottement du câble :

Tableau C-3 Perte dues au frottement du câble

	X(m)	0	8	12	16
Câble N°1	α	0,052	0,052	0,052	0,052
	$\Delta\sigma_f(x)$ MPa	13,31	35,58	46,58	57,49
Câble N°2	α	0,077	0,077	0,077	0,077
	$\Delta\sigma_f(x)$ MPa	19,4	41,57	52,52	63,39
Câble N°3	α	0,092	0,092	0,092	0,092
	$\Delta\sigma_f(x)$ MPa	23,27	45,37	56,29	67,13

2) PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit un léger raccourcissement. Les torons et les clavettes subissent un déplacement vers l'intérieur de la pièce qui peut atteindre 6 mm.

Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine comme à la mise en tension mais en sens inverse. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance λ de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée.

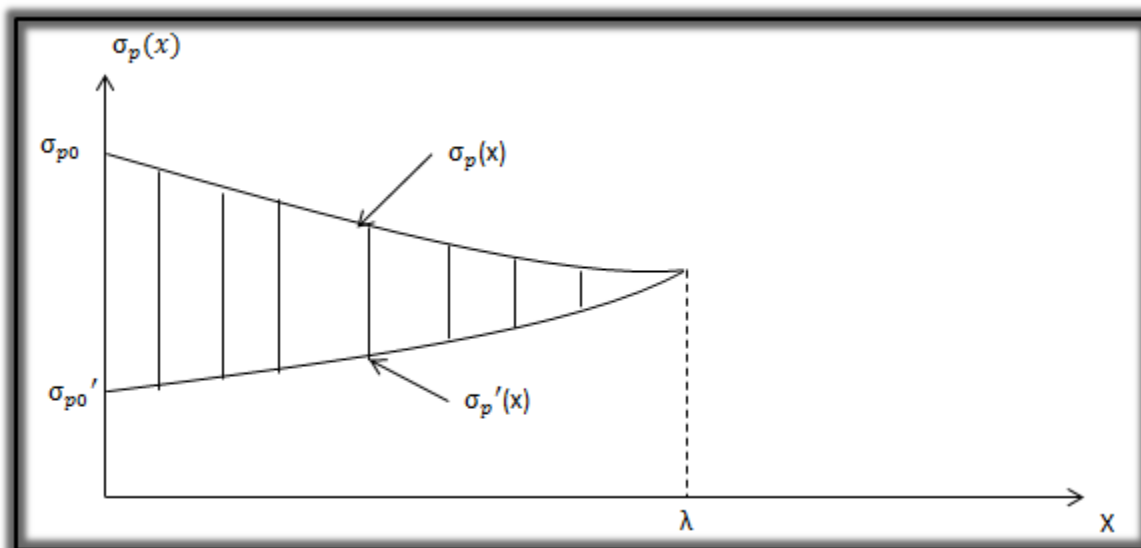


Fig C-1 Illustration de la tension le long du câble avant et après le relâchement de la pression dans le vérin.

On peut schématiser le principe de perte des tensions comme suit :

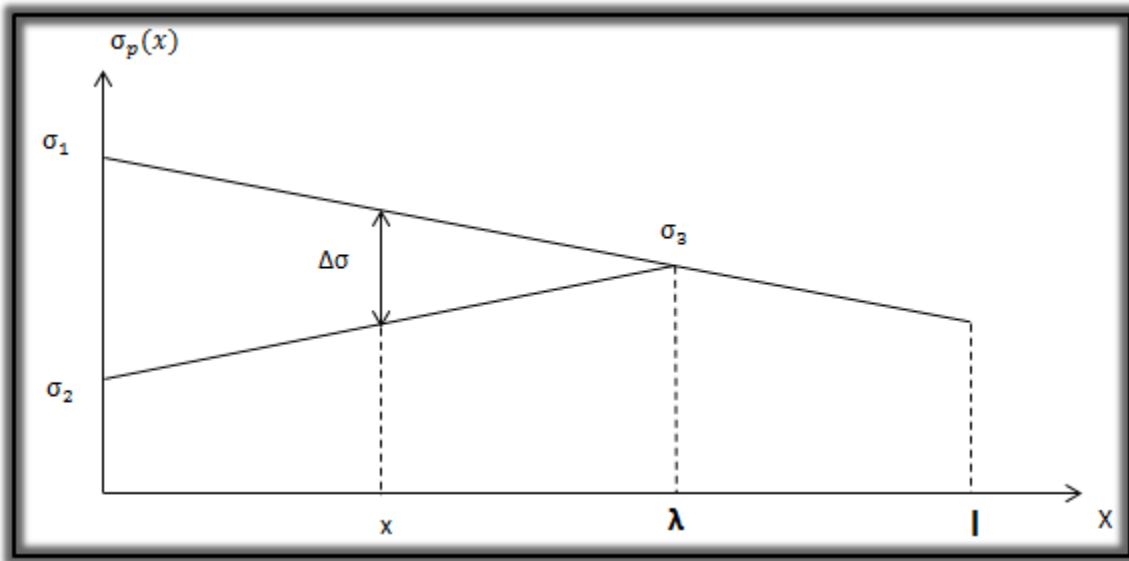


Fig C-2 Principe de la perte des tensions

On a :

$$\Delta\sigma_g = \sigma_0(1 - f \cdot \alpha(x) - \varphi \cdot x)$$

La tension sous vérin vaut σ_0 et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ_2 .

Le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse λ de tension σ_3 .

Et pour notre cas on prend : $g = 6$ mm.

Sur une longueur ' λ ' on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda < x & : \text{les pertes existent} \\ \lambda > x & : \text{les pertes nulles} \end{cases}$$

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

g : l'intensité du recul d'ancrage vaut 6mm.

E_p : module d'élasticité des aciers vaut 190000 MPa (selon B.P.E.L.91)

La relation des pertes dues au recul d'ancrage est donnée par :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0 \psi(\lambda - x)$$

Les pertes par recul d'ancrage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau C-4 Pertes dues au recul d'ancrage

X(m)	0	8	12	16	
Câble N°1	α	0,052	0,0520	0,052	0,052
	ψ	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
	λ	17,5	17,5	17,5	17,5
	$\Delta\sigma_{recull}$ MPa	130,31	69,95	40,5	11,15
Câble N°2	α	0,077	0,077	0,077	0,077
	ψ	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
	λ	16,61	16,61	16,61	16,61
	$\Delta\sigma_{recull}$	137,31	70,71	37,86	5
Câble N°3	α	0,092	0,092	0,092	0,092
	ψ	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031
	λ	16,1	16,1	16,1	16,1
	$\Delta\sigma_{recull}$	141,6	71,11	36	0,91

III.2.1.1) - PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT ELASTIQUE DU BETON

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale, dans une section donnée, à :

$$\Delta\sigma_{racc(x)} = \frac{(n-1)Ep}{2n \times Eij} \sigma_{b(x)}$$

Avec :

n : Nombre de gaines ;

Ep : module d'élasticité des armatures vaut 190000 MPa

Eij : module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$Ei28 = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{b(x)}$: Contrainte normale du béton.

$$\sigma_{b(x)} = \frac{p}{B_n} - \frac{M_g(x)e(x)}{I_{gn}} + \frac{pe(x)^2}{I_{gn}}$$

$$p = nA_p(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frot}(x))$$

$e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.

A titre de simplification ($n-1 \approx n$).

Le BPEL retient la relation suivante : $\Delta\sigma_{racc(x)} = \frac{Ep}{2Eij} \sigma_{b(x)}$

- Les pertes par raccourcissement sont données dans le tableau suivant :

Tableau C-5 Les pertes dues au raccourcissement des câbles

	X(m)	0	8	12	16
Câble N°1	P(MN)	2,35/2,13	2,32/2,2	2,3/2,23	2,28/2,26
	Y(x) m	0,6	0,24	0,15	0,12
	$e(x)$	0,2	0,55	0,64	0,66
	$M_g(x)$ MN.m	0	1,55	1,92	2,02
	B_n (m ²)	1,06	0,646	0,646	0,646
	I_{gn} (m ⁴)	0,204	0,171	0,171	0,171
	$\sigma_{b(x)}$ MPa	7,28	16,9	19,19	19,97
	$\Delta\sigma_{racc(x)}$ Mpa	18,38	42,68	48,46	50,43
Câble N°2	P(MN)	2,34/1,8	2,3/2,19	2,28/2,226	2,27/2,265
	Y(x) m	0,9	0,375	0,24	0,2
	$e(x)$	-0,1	0,42	0,55	0,6
	$M_g(x)$ MN.m	0	1,55	1,92	2,02
	B_n (m ²)	1,06	0,646	0,646	0,646
	I_{gn} (m ⁴)	0,204	0,171	0,171	0,171
	$\sigma_{b(x)}$ MPa	5,35	13,14	15,98	17,73
	$\Delta\sigma_{racc(x)}$ Mpa	13,5	33,18	40,35	44,77
Câble N°3	P(MN)	2,33/1,72	2,3/2,18	2,28/2,22	2,26/2,263
	Y(x) m	1,2	0,54	0,375	0,32
	$e(x)$	-0,4	0,25	0,42	0,47
	$M_g(x)$ MN.m	0	1,55	1,92	2,02
	B_n (m ²)	1,06	0,646	0,646	0,646
	I_{gn} (m ⁴)	0,204	0,171	0,171	0,171
	$\sigma_{b(x)}$ MPa	8,91	10,25	12,46	13,72
	$\Delta\sigma_{racc(x)}$ Mpa	22,5	26,51	31,46	34,64

Les pertes instantanées sont calculées comme suit :

$$\Delta\sigma_{instant} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc}$$

Les résultats des pertes instantanées totales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau C-6 Pertes instantanées.

	X(m)	0	8	12	16
Câble N°1	$\Delta\sigma_{instant 1}$	162	138,21	135,54	119,07
Câble N°2	$\Delta\sigma_{instant 2}$	170,21	145,46	130,72	113,16
Câble N°3	$\Delta\sigma_{instant 3}$	187,37	142,99	123,75	102,68
Câble moyen	$\Delta\sigma_{instant moy}$	173,2	142,22	130	111,63

Note : $\Delta\sigma_{instant moy}$ c'est les pertes instantanées du câble moyen.

III.2.2) - LES PERTES DIFFEREEES

Elles sont regroupées en 3 catégories :

III.2.2.1) - PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce phénomène aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Son expression est la suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

Tel que :

- module d'élasticité $E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

→

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

III.2.2.2) - PERTES PAR RELAXATION

La perte de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{1000} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

- μ_0 : un coefficient pris égale à :
 - 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR) ;
 - 0.30 pour les armatures à relation normale (RN) ;
 - 0.35 pour les autres armatures.

Dans le cas de notre projet, on utilise des armatures à très basse relaxation (TBR)

- $\sigma_{pi}(x)$: la contrainte initiale de l'armature, après les pertes instantanées :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_o - \Delta\sigma_{instant}$$

- ρ_{1000} : relaxation caractéristique de l'acier à 1000 heures en %, en général :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{1000} = 2,5\% \text{ pour les aciers TBR} \\ \rho_{1000} = 8\% \text{ pour les aciers RN} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a : $\rho_{1000} = 2,5\%$

- f_{prg} : La contrainte de rupture garantie elle vaut dans notre cas 1770 MPa.
- Le tableau suivant va illustrer les calculs des pertes dues à la relaxation

Tableau C-7 Pertes due à la relaxation

	X(m)	0	8	12	16
Câble N°1	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1254	1277,79	1280,46	1296,93
	$\Delta\sigma_p$ MPa	52,38	55,95	56,35	58,89
Câble N°2	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1245,79	1270,54	1285,28	1302,84
	$\Delta\sigma_p$ MPa	51,17	54,85	57,09	59,81
Câble N°3	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1228,63	1273	1292,25	1304,37
	$\Delta\sigma_p$ MPa	48,67	55,22	58,16	60,05

III.2.2.3) - PERTES PAR FLUAGE DU BETON

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

La perte de tension due au fluage est donnée par la relation suivante :

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

Tel que :

- σ_b : contrainte finale du béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b = n \times A_p \left(\frac{\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{frot} - \Delta\sigma_{def}}{B_n} \right) + \frac{e_o^2}{I_g} \left(A_p (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{frot} - \Delta\sigma_{def}) \right) - \frac{M_g \times e_o}{I_g}$$

- σ_{max} : contrainte max de compression du béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_{\max} = \frac{M_g \times e_p}{I_g} + n \times A_p \left(\frac{\sigma_{pi}}{B[1 + B \times e_p^2/I_g]} \right)$$

Lorsque :

$\sigma_{\max} \leq 1,5\sigma_b$: d'après le BPEL on aura la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fluage} = 2,5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Tableau C-8 Pertes par fluage

	X(m)	0		8		12		16	
		MPa	%	MPa	%	MPa	%	MPa	%
Câble N°1	σ_b	7,78		12,53		13,69		14,21	
	$\Delta\sigma_{fluage}$	98,23	6,93	158,21	11,17	172,85	12,2	179,41	12,67
Câble N°2	σ_b	5,1		9,67		11,49		12,14	
	$\Delta\sigma_{fluage}$	64,39	4,54	122,09	8,62	145,08	10,24	153,28	10,82
Câble N°3	σ_b	5,68		7,16		8,83		9,63	
	$\Delta\sigma_{fluage}$	71,71	5,06	90,4	6,38	111,49	7,87	121,59	8,5

La valeur à retenir dans ce calcul c'est bien la perte du au fluage du câble moyen à mi- travée

- Avec : $e_o = 0,87 m$
- M_g : C'est le moment du au charge permanentes (CP+CCP) qui vaut : 4,5 MN.m.

$$\longrightarrow \Delta\sigma_{fluage} = 9,005\%$$

III.3) - PERTES DIFFEREES TOTALES

Les pertes différées totales sont calculées par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau C-9 Les pertes différées totales.

	X(m)	0		8		12		16	
		Mpa	%	Mpa	%	Mpa	%	Mpa	%
Câble N°1	$\Delta\sigma_{diff}$	179,88	12,7	242,83	17,15	257,8	18,2	266,48	18,82
Câble N°2	$\Delta\sigma_{diff}$	145,03	10,24	205,8	14,53	230,64	16,28	241,12	17,03
Câble N°3	$\Delta\sigma_{diff}$	150,26	10,61	174,41	12,3	197,95	13,97	209,63	14,8

Les pertes totales sont données par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{inst}$$

	X(m)	0		8		12		16	
		Mpa	%	Mpa	%	Mpa	%	Mpa	%
Câble N°1	$\Delta\sigma_{tot}$	341,88	24,14	381,04	26,9	385,36	27,21	385,55	27,22
Câble N°2	$\Delta\sigma_{tot}$	315,24	22,26	351,26	24,8	355,65	25,11	354,28	25
Câble N°3	$\Delta\sigma_{tot}$	337,63	23,84	317,4	22,41	318,7	22,5	312,31	22,05
Câble moyen	$\Delta\sigma_{tot}$	331,58	23,41	349,9	24,71	353,23	24,94	350,71	24,75

III.4) - CALCUL DE LA CONTRAINTE DUE AU PRECONTRAINTE

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,10	0,54	0,54	0,59	-0,10	0,54	0,54	0,59
MEls		0,00	1,55	1,92	2,02	0	1,55	1,92	2,02
P1 (MN)		3,51	3,51	3,51	3,51	6,76	6,76	6,76	6,76
P2 (MN)		3,30	3,30	3,30	3,30	6,21	6,21	6,21	6,21
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,80	7,24	7,60	0,00	5,80	7,24	7,60
	σ_{inf}	0,00	-6,57	-8,14	-8,56	0,00	-6,57	-8,14	-8,56
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,27	-1,84	-1,93	-2,57	8,21	-3,55	-3,72	-4,95
	σ_{inf}	1,95	13,33	13,49	14,33	3,75	25,66	25,98	27,58
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4,01	-1,73	-1,82	-2,42	7,55	-3,26	-3,42	-4,55
	σ_{inf}	1,83	12,54	12,69	13,48	3,45	23,58	23,87	25,35
σ_{p1f} (MPa)	σ_{sup}	4,27	3,95	5,31	5,03	8,21	2,25	3,52	2,65
	σ_{inf}	1,95	6,76	5,35	5,76	3,75	19,09	17,84	19,02
σ_{p2f} (MPa)	σ_{sup}	4,01	4,06	5,42	5,18	7,55	2,54	3,82	3,05
	σ_{inf}	1,83	5,97	4,55	4,91	3,45	17,01	15,73	16,78

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,10	0,84	0,84	0,89	0,10	0,84	0,84	0,89
MEls		0,00	2,39	2,96	3,18	0	4,53	5,53	6
P1 (MN)		6,31	6,31	6,31	6,31	5,86	5,86	5,86	5,86
P2 (MN)		5,53	5,53	5,53	5,53	4,86	4,86	4,86	4,86
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,42	5,51	5,92	0,00	8,38	10,29	11,18
	σ_{inf}	0,00	-7,39	-9,25	-9,98	0,00	-14,01	-17,28	-18,82
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,14	-3,74	-3,81	-4,37	2,91	-3,48	-3,54	-4,06
	σ_{inf}	5,79	22,44	22,66	23,62	5,37	20,84	21,04	21,94
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,75	-0,14	-0,17	-3,84	5,29	-0,26	-0,32	-3,37
	σ_{inf}	5,08	19,69	19,88	20,73	4,46	17,29	17,46	18,20
σ_{p1f} (MPa)	σ_{sup}	3,14	0,68	1,69	1,55	2,91	4,91	6,75	7,12
	σ_{inf}	5,79	15,05	13,41	13,65	5,37	6,83	3,76	3,11
σ_{p2f} (MPa)	σ_{sup}	2,75	4,28	5,34	2,09	5,29	8,12	9,97	7,81
	σ_{inf}	5,08	12,30	10,63	10,75	4,46	3,28	0,17	-0,62

III.5) - MODELISATION DE L'HOURLDIS :

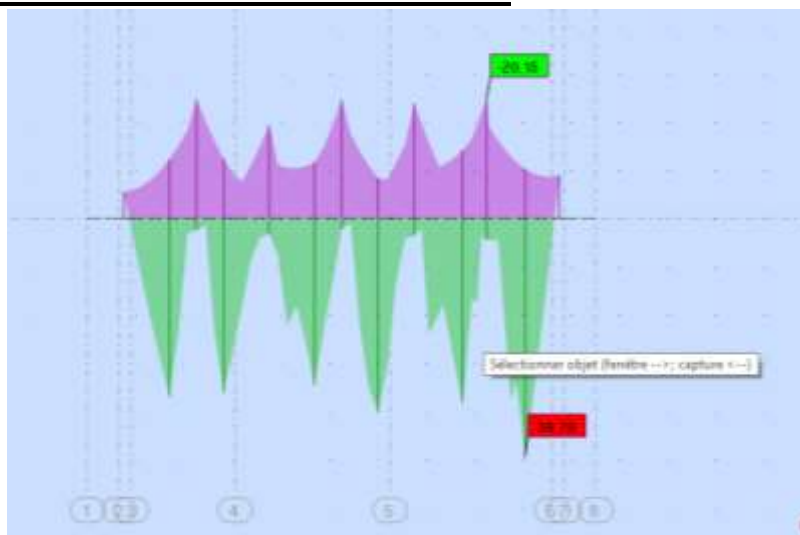


Fig C-3 Diagramme dû à la combinaison 1.35 (CP+CCP) + 1.35(Mc120).



Fig C-4 Diagramme dû à la combinaison $1,35(CP+CCP) + 1,6B_{cv1}$

D'où, les moments les plus défavorables selon l'ELU sont :

- $M_{S1} = -0,02337$ MN.m
- $M_{S2} = 0,03979$ MN.m

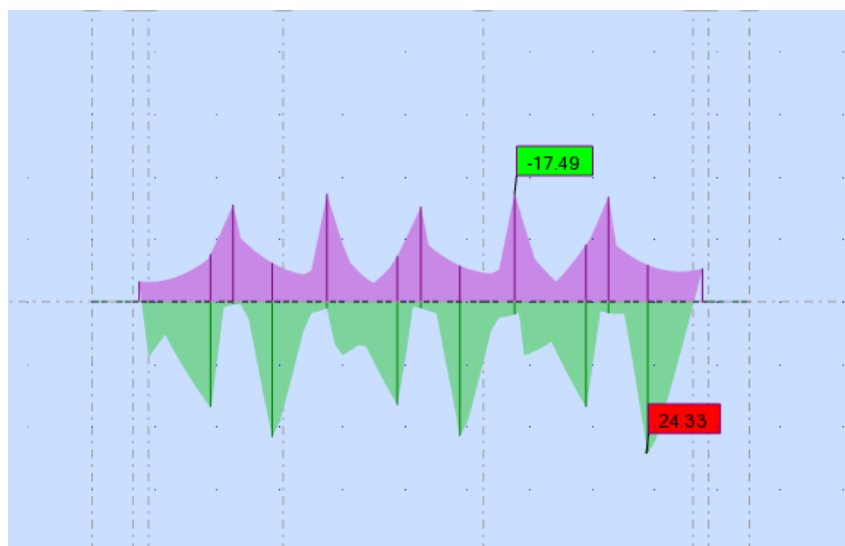


Fig C-5 Diagramme dû à la combinaison $(CP+CCP) + 1,2B_{cv1}$

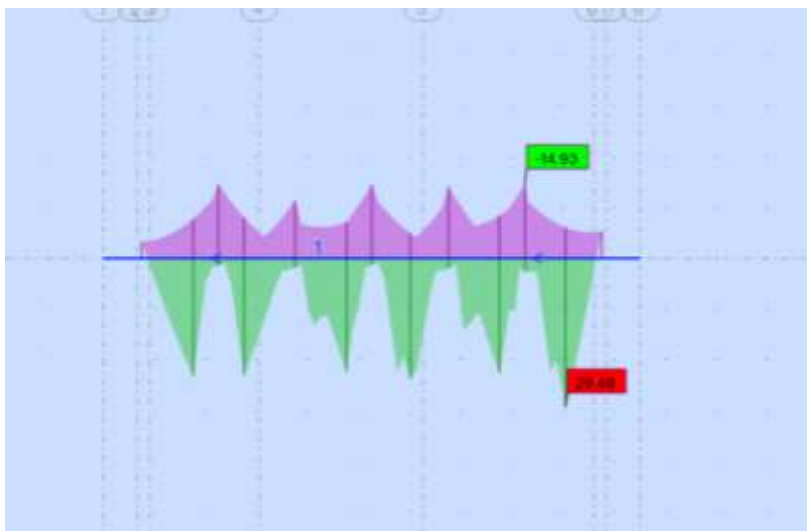
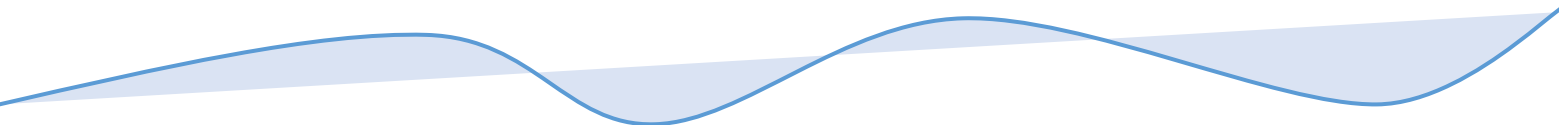


Fig C-6 Diagramme dû à la combinaison (CP+CCP) +Mc120

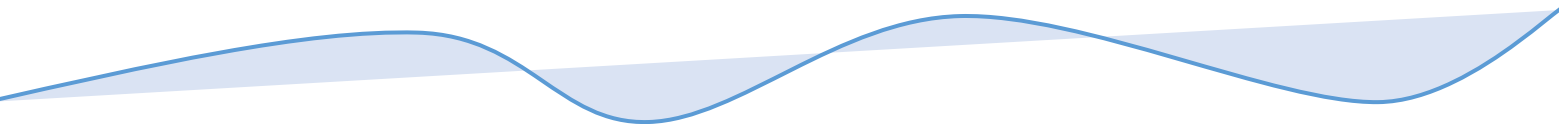
D'où, les moments les plus défavorables selon l'ELS sont :

- $M_{S1} = 0,0175 \text{ MN.m}$
- $M_{S2} = 0,02948 \text{ MN.m}$.

ANNEXE D



**ANNEXE
INFRASTRUCTURE**



PARTIE 1**IV.1) - EQUIPEMENTS****IV.1.1) - APPAREIL D'APPUI****IV.1.1.1) - CALCUL DE LA REACTION MAXIMUM**

D'après la modélisation du tablier effectué au chapitre précédent, on trouve l'effort maximum à l'ELS en appui est comme suit :

$$R_{\max} = R_G + R_{D240} = 850,83 \text{ KN}$$

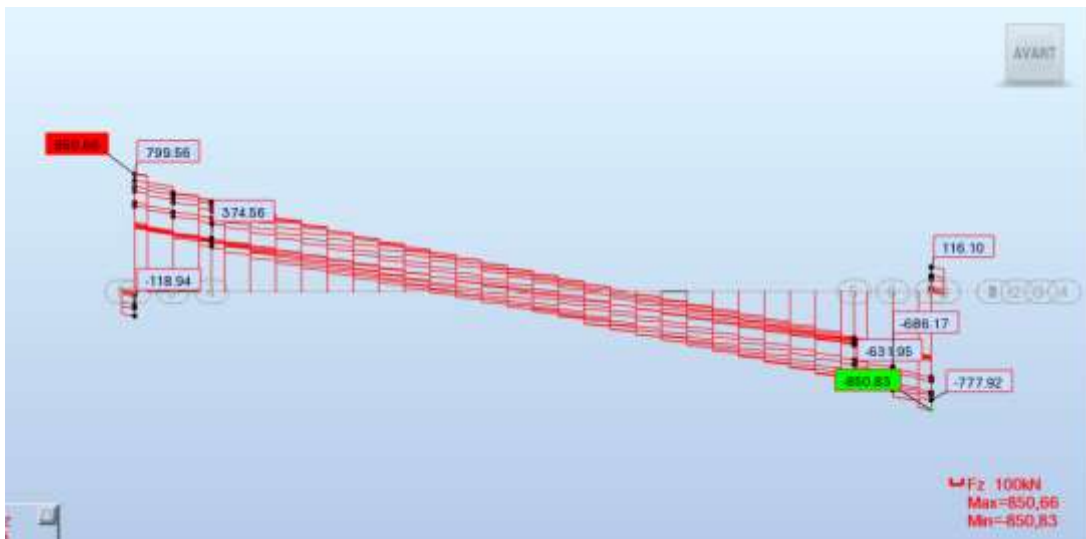


Figure D-1 Diagramme de l'effort tranchant pour la combinaison G+D240 à l'ELS.

IV.1.1.2) - DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI :**+ Dimensionnement en plan de l'élastomère :**

Le dimensionnement des appareils d'appui relève du bulletin technique n°4 du SETRA. Ce dernier est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de freinage. Ces contraintes sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

+ Calcul de l'aire de l'appareil d'appui (a×b) :

On peut calculer l'aire de l'AP par la relation suivante :

$$\frac{R_{\max, \text{service}}}{a \times b} \leq \overline{\sigma}_m$$

Tel que :

$R_{\max, \text{service}}$: Effort normal agissant sur l'appareil d'appui (réaction d'appui) à l'ELS

- a : côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- b : côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- $\overline{\sigma}_m = 15 \text{ MPa}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a' et b' : caractéristiques géométriques des frettes ($a \geq a' + 4$ mm et $b \geq b' + 4$ mm)

D'où :

$$\frac{0,85083}{a \times b} \leq 15 \text{ MPA} \longrightarrow a \times b \geq 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare \text{ On a aussi : } a \times b \leq \frac{R_{\max, \text{service}}}{3} \Rightarrow a \times b \leq 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } 0,0625 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,283 \text{ m}^2$$

Par suite on prend que :

$$a=35 \text{ cm. } b=45 \text{ cm}$$

La surface totale en plan de l'appareil d'appui :

$$A=a \times b=35 \times 45=1575 \text{ cm}^2.$$

✚ Calcul de l'aire surface réduite en plan a' :

La surface réduite en plan de l'appareil d'appui :

$$A' = a' \times b'$$

$$\text{Avec : } a \geq a' + 4 \text{ mm} \quad \text{et} \quad b \geq b' + 4 \text{ mm}$$

On trouve que :

$$a - 2 \times 4 \text{ mm} \geq a' \longrightarrow 342 \text{ mm} \geq a'$$

$$b - 2 \times 4 \text{ mm} \geq b' \longrightarrow 442 \text{ mm} \geq b'$$

On prend :

$$a'=340 \text{ mm et } b'=440 \text{ mm}$$

On aura par suite :

$$A' = 34 \times 44 = 1496 \text{ cm}^2$$

✚ Pré dimensionnement d'épaisseur total d'élastomère T_e :

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est défini comme suit : $T_e = \Sigma t_i + 2e$.

La condition à vérifier est :

$$T_e \geq \frac{\Delta_{\text{horieontal}}}{0,5}$$

Tel que :

$\Delta_{\text{horieontal}}$ = Déplacement horizontale due au (retrait, fluage, température)

N.B : $\Delta_{\text{horieontal}}$ est calculé déjà dans l'annexe.

$$\text{Tel que : } \Delta_{\text{horieontal}} = 19,625 \text{ mm.}$$

D'où :

$$\longrightarrow T_e \geq 39,25 \text{ mm}$$

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est fixée par la condition de non flambement :

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

D'où :

$$\frac{350}{10} \leq T_e \leq \frac{350}{5} \Rightarrow 35 \leq T_e \leq 70$$

On peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 12 mm et 2 d'enrobages (deux feuillets extérieurs) de 6 mm, soit : $T_e = 60\text{mm}$.

✚ Vérification de l'épaisseur de la frette t_s :

Pour calculer le t_s , On doit vérifier la relation suivante :

$$t_s \geq \frac{1,3 F_z \times (t_1 + t_2)}{A_r \times f_y} \text{ avec } \begin{cases} F_z = 0,85 \text{ MN est la réaction max sur appui} \\ A_r : \text{Surface réduite en plan} = 1496 \text{ cm}^2 \\ f_y = 235 \text{ MPa est la contrainte limite de l'acier} \end{cases}$$

$$t_s \geq \frac{1,3 \cdot 0,85 \times (0,012 + 0,012)}{0,1496 \times 235} = 7,54 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Donc on prend : $t_s = 3 \text{ mm}$

Donc on prend $T_e = 60 \text{ mm}$.

Donc notre appareil d'appuis contient :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t_i/2 = 6 \text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **350 x 450 x 5 (12 + 3)**.

IV.1.1.3) - Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

✚ ACTION DYNAMIQUE

➤ Efforts de freinage

Les charges de chaussées, des systèmes **A(L)** et **B_c** sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Charge A (L) : L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) a pour valeur

$$F_A = 112,22 \text{ KN}$$

Donc : $H_A = \frac{F_A}{n}$ avec n : nombre d'appuis dans une travée. $n = 14$.

$$\longrightarrow H_A = \frac{112,22}{7} = 8,015 \text{ KN}$$

Système B_c : Chaque essieu d'un camion du système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule 61 :

$$\longrightarrow F_{bc} = 300 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow H_{bc} = \frac{b_c F_{bc}}{n} = \frac{1,2 \times 300}{14} = 25,71 \text{ KN}$$

Donc la force qui revient à chaque appareil d'appuis est :

$$H_{bc} = 25,71 \text{ KN}$$

➤ Effet sismique

On a :

$$F_s = \epsilon_s \times G$$

Avec :

- G : le poids total du tablier. G : 7212,8 KN
- ϵ_s : l'accélération sismique horizontale. D'après le RPOA (TIZI-OUZOU est en zone II.a groupe 2 « pont important »). elle est égale à 0,2.

D'où :

$$F_s = 0,2 \times 7212,8$$

$$F_s = 1442,56 \text{ KN}$$

✚ ACTIONS STATIQUES :

Ce calcul se fait pour trois types de déformation ce sont :

- Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .
- Déformation due à la variation de la température Δ_T .
- Déformation due au fluage Δ_{fluage} .

Pour le calcul des efforts, on utilise l'équation suivante :

$$d_\epsilon = \frac{G a b \Delta_x}{T_e}$$

Tel que :

- $G = 0,8$ MPa module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté.
- Δ_x : déformation due à la force considérée.

- $T_e = 0,06$ m
- $a = 0,35$ m
- $b = 0,45$ m

en premier lieu on doit calculer les déplacement suivant :

Calcul des Déplacements :

Déplacement du au retrait :

Il est donné par la relation suivante :

$$\Delta_r = \epsilon_r \times \frac{L}{2}$$

Tel que :

- $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$
- $L = 32$ m

$$\Delta_r = 2 \times 10^{-4} \times \frac{64}{2} = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Déplacement du au fluage :

Il est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{fluage} = \frac{L \cdot \Delta\sigma_{fluage}}{2 \cdot E_p}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_{fluage} : 138,1$ MPa (voir chapitre d'étude du tablier à poutres VIPP).
- $E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa

$$\Delta_{fluage} = 11,63 \text{ mm}$$

Déplacement du à la température :

Il donné par la relation suivante :

$$\Delta_T = \epsilon_T \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

- $\epsilon_T = 3 \cdot 10^{-4}$ action courte durée
- $\epsilon_T = 2 \cdot 10^{-4}$ action de longue durée.
-

$$\begin{cases} \Delta_T = 3,2 \cdot 10^{-3} \text{ m} : \text{action de longue durée} \\ \Delta_T = 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} : \text{action de courte durée} \end{cases}$$

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation, on obtient :

1) Effort dû au retrait dans l'appareil d'appui

$$\Delta_r = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow d_r = 6,72 \text{ KN}$$

2) Effort dû à la variation de la température

$$\Delta_T = 4,8 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow d_{temp} = 10,08 \text{ KN (cas de courte durée).}$$

$$\Delta_T = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow d_{temp} = 6,72 \text{ KN (cas de longue durée)}$$

3) Effort dû au fluage

$$\Delta_{fluage} = 11,63 \text{ mm} \rightarrow d_{fluage} = 24,42 \text{ KN}$$

IV.1.1.4) - VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI

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

Selon les Etats Limites Ultimes, il y a quatre types de vérification qui doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- l'épaisseur des frettes choisies doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.

Limite de la déformation :

On doit contrôler le respect de la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$$

Avec :

- a) ε_{cd} : Distorsion sous l'effort normal.

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times A_r \times S}$$

Ou :

- F_z : réaction maximale sur appui ($F_z = 0,85 \text{ MN}$).
- G : module de cisaillement conventionnel : $G=0,9 \text{ MPa}$
- S : coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, $S = \frac{a'.b'}{2t_i(a'+b')}$

$$S = \frac{0,34 \times 0,44}{2 \times 0,012 \times (0,34 + 0,44)} = 7,99$$

A_r : Surface en plan

Pour calculer A_r , on doit retirer l'enrobage latéral nominal pour obtenir A (égale à la surface des frettes A' diminuée des trous si elles en comportent) et tenir compte des déformations horizontales V_X et V_Y provoquées par les efforts horizontaux concomitants de l'effort vertical F_Z .

Les frettes de notre appareil d'appuis ne comportent pas des trous. : $A = A'$

Selon le document SETRA :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_X}{a'} - \frac{V_Y}{b'} \right)$$

N.B : L'effet de V_Y peut être négligé

On a :

- $A' = a' \times b' = 1496 \text{ cm}^2$
- $V_X = V_1 + V_2$: avec V_1 : déplacement max dû à la température et au retrait
 V_2 : déplacement horizontal max dû à l'effort de freinage

$$\longrightarrow V_X = V_1 + \frac{H_{max} \times T_e}{8.G.a'.b'}$$

Avec : H_{max} : effort max du au freinage.

$$V_X = 0,008 + \frac{25,71 \times 10^{-3} \times 0,06}{8 \times 0,44 \times 0,34 \times 0,9} = 9,43 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_X}{a'} \right) = 0,1496 \left(1 - \frac{1,743 \times 10^{-2}}{0,34} \right) = 0,1454 \text{ m}^2$$

$$\epsilon_{cd} = \frac{1,5 \times 0,85}{0,9 \times 0,1454 \times 7,99} = 1,22$$

b) ϵ_{qd} : Distorsion sous l'effort horizontal.

Tel que : $\epsilon_{cd} = \frac{V_X}{T_e}$

$$\longrightarrow \epsilon_{qd} = \frac{9,43 \times 10^{-3}}{0,06} = 0,156$$

c) ϵ_{ad} : Distorsion sous une rotation d'axe horizontal.

La valeur de la distorsion ϵ_{ad} sous l'effet des rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaire aux cotés a et de l'appareil d'appui, est donné par :

$$\epsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \times \alpha_a + b'^2 \times \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

On donne :

$$\begin{cases} \alpha_a = 0,006 \text{ rad (voir l'annexe ' tableau des valeur de rotations')} \\ \alpha_b = 0,012 \text{ rad} \end{cases}$$

D'où on trouve :

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(0,34^2 \times 0,006 + 0,44^2 \times 0,012)0,012}{2(4 \times 0,012^3 + 2 \times 0,006^3)} = 2,46$$

Vérification :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$$

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 1,25 + 0,16 + 2,46 = 3,86 < 7$$

Donc **vérifiée**

Stabilité au flambement :

Dans cette étape il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{A_r} \leq \sigma_{lim} = \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_e}$$

Avec :

- A_r : surface en plan qui vaut 0,1454 m²
- N_{max} : réaction maximale d'appui ($N_{max} = 0,85 \text{ MN}$)

$$\text{Donc : } \sigma_m = \frac{N_{max}}{A_r} = \frac{0,85}{0,1413} = 6,015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 7,99}{3 \times 0,06} = 27,166 \text{ MPa}$$

Donc on conclue que :

$$\sigma_m = 5,84 \text{ Mpa} \leq \sigma_{lim} = 27,166 \text{ Mpa}$$

- Le critère de stabilité au flambement est vérifié.

Stabilité en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime.

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum.

Il faut vérifier que :

$$\sum V_z \geq \frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r}$$

On note que :

- K_r : coefficient égale à 3.
- $\sum V_z$: c'est la somme des déformations verticales (tassement) du à l'effort vertical F_z

Selon le guide SETRA on trouve :

$$V_z = \sum \frac{F_z}{A'} \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Tel que :

- $E_b = 2000 \text{ Mpa}$
- $A' = a' \times b' = 0,1496 \text{ m}^2$
- S : coefficient de forme pour le feuillet la plus épais

N.B : d'après le guide SETRA on propose de remplacer S dans la formule précédente par S_i qui est le coefficient de forme du feuillet «i», le changement sera pour les feuillets extérieurs ont pour une valeur $\frac{2}{1,4}$ × celle du feuillet intermédiaire.

Donc on trouve :

$$\begin{cases} S_{inter} = 7,99 \\ S_{ext} = 11,41 \end{cases}$$

D'où :

$$V_z = \frac{0,85 \times 4 \times 0,012}{0,34 \times 0,44} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,99^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{0,85 \times 2 \times 0,006}{0,34 \times 0,44} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 11,41^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 3,23 \times 10^{-3} \text{ m}$$

On doit calculer le rapport suivant :

$$\frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r} = \frac{0,34 \times 0,006 + 0,44 \times 0,012}{3} = 2,44 \times 10^{-3}$$

Vérification :

On doit vérifier que :

$$V_z \geq \frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r} \Rightarrow 3,23 \times 10^{-3} \geq 2,44 \times 10^{-3}$$

Donc la condition de la rotation est bien vérifiée.

✚ **Vérification de la condition de non-glisement :**

Pour satisfaire la condition de non glissement, les conditions suivantes doivent être respectées :

- $F_{xy} \leq \mu_e \times F_z$
- $\frac{F_{z,G}}{A_r} \geq 3 \text{ Mpa}$

Avec :

$F_{z,G}$: Réaction minimale sous charges permanentes qui vaut =0,524 MN.

F_{xy} : Effort horizontal égal à : $(V_X \times G \times a' \times b') / T_e$

F_z : Réaction verticale la plus défavorable.

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

On vérifie également la condition de non-glissement :

$$\frac{F_{z,G}}{A_r} = \frac{0,524}{0,1454} = 3,6 \text{ Mpa} \geq 3 \text{ Mpa}$$

Pour vérifier la 2^{ème} on doit calculer le Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure μ_e qui est donné par :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m}$$

Avec : $K_f = 0,6$ pour le béton ; $\sigma_m = 5,84 \text{ MPa}$

Cela nous donne que :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{5,84} = 0,254$$

$$F_{xy} = \frac{V_X \times G \times a' \times b'}{T_e} = \frac{0,9 \times 0,44 \times 0,34 \times 9,43 \times 10^{-3}}{0,06} = 21,16 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_z \Rightarrow 21,16 \text{ KN} \leq 0,25 \times 0,85 = 212,5 \text{ KN}$$

Vérification :

$21,16 \text{ KN} \leq 212,5 \text{ KN}$ Donc la condition de non glissement est vérifiée

IV.1.2) - DE D'APPUIS

IV.1.2.1) - FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peuvent provoquer des fissures. Pour cela, on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement

 **Armatures de chaînage**

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$N = 0,25N_{max} ; \text{ Avec : } N_{max} = 0,85 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2 \times f_e}{3} = \frac{2 \times 500}{3} = 333,33 \text{ MPa}$$

Cela nous donne :

$$A_s = \frac{0,25 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,25 \times 0,85}{333,33} = 6,375 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte un ferrailage de **(4 HA16)** disposé en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par bouches à plat, soit dans le corps du fût.

✚ Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures appelées armatures de profondeur. La section calculée doit reprendre un effort de $0,125 N_{max}$

$$A_{sp} = \frac{0,125 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,125 \times 0,85}{333,33} = 3,18 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte un ferrailage de **8 HA 10**

✚ Armatures de diffusion :

Ce sont des armatures des frettes, on distingue :

a) Ferrailage de surface (frettes supérieures) :

Ces armatures sont capables de reprendre 4 % de N_{max}

$$A_s = \frac{0,04 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,04 \times 0,85}{333,33} = 1,02 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte un ferrailage de 4HA8

b) Ferrailage intérieur ou d'éclatement

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que $\frac{h}{3} < Z < h$

$$A_s = \frac{0,1 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,1 \times 0,85}{333,33} = 2,55 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte un ferrailage de 8HA8

IV.1.3) - JOINT DE CHAUSSEE

IV.1.3.1) - CALCUL DES SUFFLES

✚ Souffle dû au fluage

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{l,fluage} = L_d \times \frac{\Delta\sigma_{fluage}}{E_p}$$

Tel que :

- L_d : c'est la longueur dilatable, dans le cas de structure symétrique $L_d = L/2$
- $\Delta\sigma_{fluage}$: elle est donnée en chapitre d'étude de précontrainte.
- $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{MPa}$

Donc :

$$\Delta_{l,fluage} = \frac{64}{2} \times \frac{157,43}{1,9 \times 10^5} = 0,0265 \text{ m}$$

✚ Souffle dû au retrait :

$$\Delta_{l,retrait} = L_d \times \epsilon_r$$

Avec :

$$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{l,retrait} = \frac{64}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 6,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

✚ Souffle dû à la température :

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta_{l,T} = L_d \times \Delta_T \times \lambda$$

Tel que :

- L_d : longueur dilatable
- Δ_T : différence de température égale à 50°C selon RCPR pour la région nord d'Algérie.
- λ : coefficient de dilatation égale à $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ pour les ouvrages en béton.
- $\Delta_{l,T}$: variation en longueur.

D'où :

$$\Delta_{l,T} = 32 \times 50 \times 10^{-5} = 0,016 \text{ m}$$

✚ Souffle dû au freinage

Le déplacement longitudinal dû à l'effort de freinage est de :

$$\Delta_{l,freinage} = \frac{H_{frein} \times T}{G \times a \times b}$$

Avec :

H_{frein} : Effort maximale horizontale du au freinage.

T : épaisseur d'élastomère.

G : module de cisaillement conventionnel : $G = 0,9 \text{ MPa}$.

$$\Delta_{freinage} = \frac{25,71 \times 10^{-3} \times 0,06}{0,9 \times 0,35 \times 0,45} = 10,88 \text{ mm.}$$

✚ Souffle dû au séisme

$$\Delta_{l,séisme} = \frac{H_{séisme} \times T}{G \times a \times b}$$

$$\Delta_{l,séisme} = \frac{0,053 \times 0,06}{0,9 \times 0,35 \times 0,45} = 22,43 \text{ mm}$$

✚ Combinaisons d'actions

D'après la note d'information du SETRA– Série Ouvrages d'Art n° 36 Joints de chaussée des ponts-routes

On a la combinaison suivante : $W = G + 0,5T_k + 0,4E_d$

G : Retrait, fluage.

T_k : Effets de la température.

E_d : Effet de l'action sismique

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents est égal à :

$$W = (\Delta_{l,retrait} + \Delta_{l,fluage}) + 0,5\Delta_{l,température} + 0,4\Delta_{l,séisme}$$

$$W = 0,0265 + 6,4 \times 10^{-3} + 0,5 \times 0,016 + 0,4 \times 22,43 \times 10^{-3}$$

$$W = 49,87 \text{ mm}$$

Puisque on a un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique on va disposer les joints de chaussée sur les extrémités de chaque travée

Après cela on doit vérifier la relation suivante pour éviter le risque du cisaillement de l'appareil d'appui ;

$$W \leq H_{ap}$$

Avec :

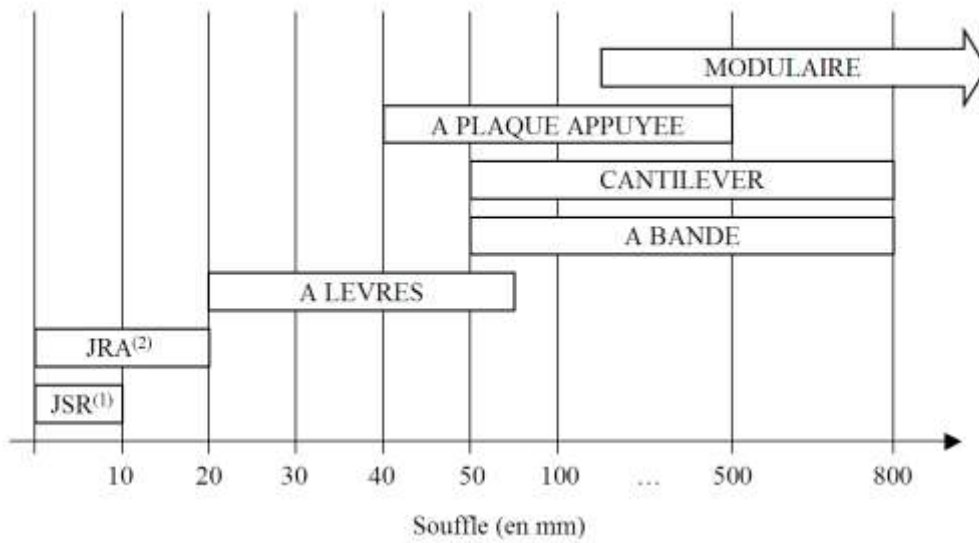
■ H_{ap} : la hauteur de l'appareil d'appui.

■ W : le souffle total

Donc on trouve que : $W \leq H_{ap}$ elle est **vérifiée**

Choix de type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment qui vaut 49,87 mm il faut considérer la famille des joints à plaque appuyée.



Domaine d'emploi des différentes familles de joint (Réf :

Note d'information du SETRA– Série Ouvrages d'Art n° 36 Joints de chaussée des ponts routes)

Caractéristiques physiques des joints Wd . [du document joint de chaussée CIPEC]

type	A_{min}	A_{max}	B_{min}	B_{max}	C_{min}	C_{max}	D_{min}	D_{max}	H	E	L	F	P(KN)	NB
Wd_{60}	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd_{80}	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd_{110}	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd_{160}	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd_{230}	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

- On choisira par conséquent un joint de type Wd_{60} capable d'assurer un souffle de 60mm.

PARTIE 2

IV.2) - CULEE

IV.2.1) - CALCUL DES EFFORTS SUR LA CULEE

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = eH * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm e_v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
---------------------------	------	-----------------	---------------------------------------	--	------------------------	------------------------	--------------------------------------	---------------------------------------

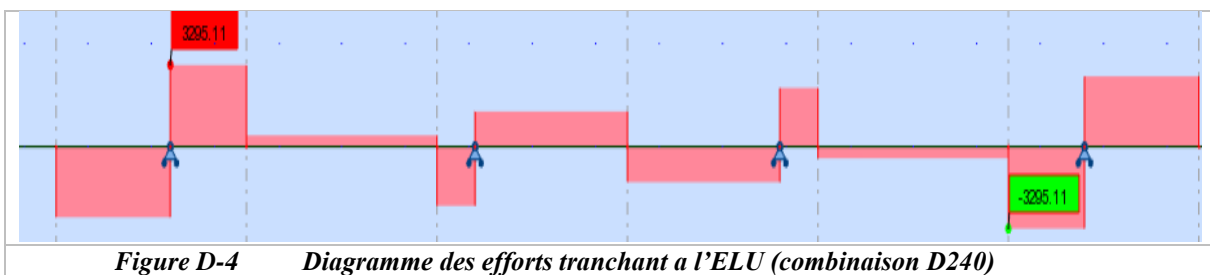
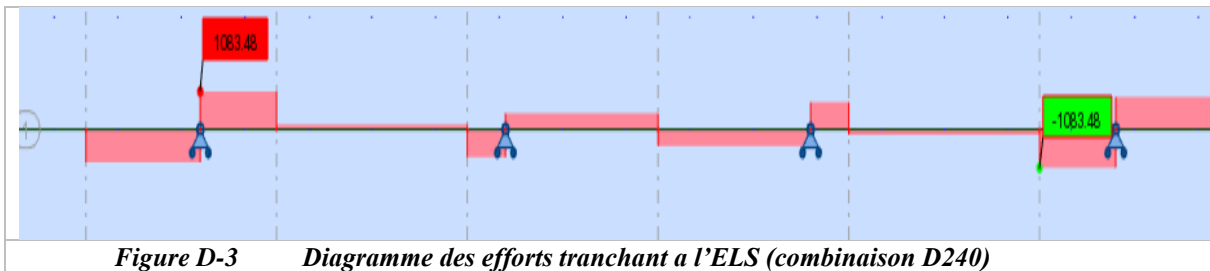
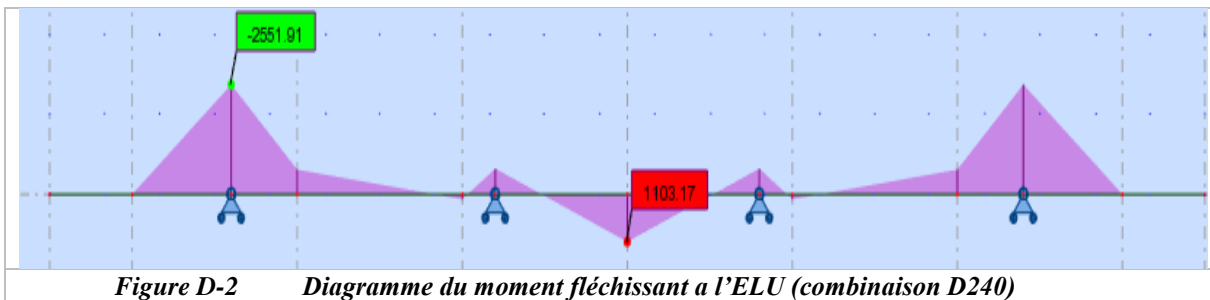
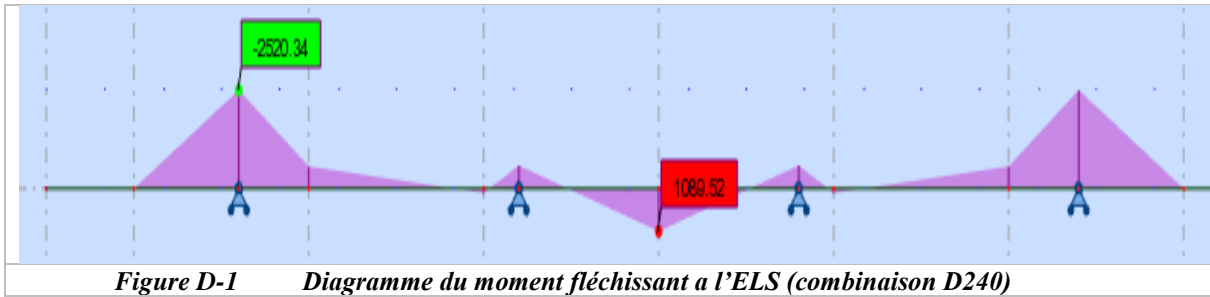
Mur de garde grève	cas n°1	11,97	0,00	11,97	0,70	9,62	0,00	8,38
	cas n°2		2,39	12,69			23,03	8,88
	cas n°3		2,39	11,97			23,03	8,38
	cas n°4		2,39	11,25			23,03	7,88
Corbeau	cas n°1	25,46	0,00	25,46	0,952	8,49	0,00	24,24
	cas n°2		5,09	26,99			43,23	25,69
	cas n°3		5,09	25,46			43,23	24,24
	cas n°4		5,09	23,93			43,23	22,78
Mur frontal	cas n°1	249,90	0,00	249,90	0,00	5,20	0,00	0,00
	cas n°2		49,98	264,89			259,90	0,00
	cas n°3		49,98	249,90			259,90	0,00
	cas n°4		49,98	234,91			259,90	0,00
Mur en retour	cas n°1	173,22	0,00	173,22	4,68	7,14	0,00	810,67
	cas n°2		34,64	183,61			247,36	859,31
	cas n°3		34,64	173,22			247,36	810,67
	cas n°4		34,64	162,83			247,36	762,03
Semelle	cas n°1	356,40	0,00	356,40	0,00	0,90	0,00	0,00
	cas n°2		71,28	377,78			64,15	0,00
	cas n°3		71,28	356,40			64,15	0,00
	cas n°4		71,28	335,02			64,15	0,00
Dalle de transition	cas n°1	34,88	0,00	34,88	3,40	9,97	0,00	118,59
	cas n°2		6,98	36,97			69,55	125,71
	cas n°3		6,98	34,88			69,55	118,59
	cas n°4		6,98	32,79			69,55	111,48
Poids des terres sur la semelle 1	cas n°1	381,40	0,00	381,40	1,85	6,18	0,00	705,59
	cas n°2		76,28	404,28			471,41	747,93
	cas n°3		76,28	381,40			471,41	705,59
	cas n°4		76,28	358,52			471,41	663,25
Poids des terres sur la semelle 2	cas n°1	86,18	0,00	86,18	-1,78	2,80	0,00	-153,40
	cas n°2		17,24	91,35			48,26	-162,60
	cas n°3		17,24	86,18			48,26	-153,40
	cas n°4		17,24	81,01			48,26	-144,20
Poids des surcharges	cas n°1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	cas n°2		0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°3		0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°4		0,00	0,00			0,00	0,00
Poussée des terres 1	cas n°1	309,95	309,95	0,00	/	2,37	734,58	0,00
	cas n°2	431,21	431,21	0,00			1021,97	0,00
	cas n°3	440,06	440,06	0,00			1042,94	0,00
	cas n°4	450,31	450,31	0,00			1067,23	0,00
	cas n°1	12,83	12,83	0,00	/	0,77	9,88	0,00
	cas n°2	17,85	17,85	0,00			13,74	0,00

	cas n°3	18,22	18,22	0,00			14,03	0,00
	cas n°4	18,68	18,68	0,00			14,38	0,00
Poussée des surcharges	cas n°1	0,00	0,00	0,00	/	0,00	0,00	0,00
	cas n°2	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°3	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°4	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	409,00	0,00	409,00	0,00	8,60	0,00	0,00
	cas n°2		0,00	433,54			0,00	0,00
	cas n°3		0,00	409,00			0,00	0,00
	cas n°4		0,00	384,46			0,00	0,00
A(l)	156,000		156,00	0,00	/		0,00	
Bc 2voies	147,900		147,90	0,00	/		0,00	
Mc120	107,362	/	107,36	0,00	/		0,00	
D240	209,000		209,00	0,00	/		0,00	
S-Trottoirs	0,000		0,00	0,00	/		0,00	
HA(l)	8,55	8,55			-4,53	-38,69	0,00	
HBc	15,00	15,00			-4,53	-67,88	0,00	
H_s (t)	81,80	81,80			-4,53	-370,15		
F_{vl}	38,50	7,70			-4,53	-34,84	0,00	

IV.2.2) - COMBINAISON DE CHARGES

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2582,95	459,83	2043,99	896,08	1147,91
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	2569,99	986,47	2043,99	849,38	1194,61
	1,35G + 1,35 Mc120	2478,29	1105,80	2043,99	957,98	1086,01
	1,35G + 1,35 D240	2615,50	1001,70	2043,99	957,98	1086,01
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1915,61	435,75	1514,07	663,19	850,88
	G + 1,2(Bc+Str)	1905,89	959,24	1514,07	628,17	885,90
	G + Mc120	1835,77	971,69	1514,07	709,62	804,45
	G + D240	1937,41	986,15	1514,07	709,62	804,45
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1863,31	435,75	1604,91	2220,02	615,11
	G + 0,2 (Bc+Str)	1861,69	963,91	1604,91	2214,18	609,27
	G + 0,2 Mc120	1853,59	985,06	1604,91	2227,76	622,85
	G + 0,2 D240	1873,91	1089,70	1604,91	2227,76	622,85
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1759,61	446,15	1514,07	2241,28	727,21
	G + 0,2 (Bc+Str)	1757,99	896,44	1514,07	2235,44	721,38
	G + 0,2 Mc120	1749,88	917,59	1514,07	2249,02	734,95
	G + 0,2 D240	1770,21	1022,23	1514,07	2249,02	734,95
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1655,91	446,15	1423,22	2265,93	842,70
	G + 0,2 (Bc+Str)	1654,29	849,67	1423,22	2260,09	836,87
	G + 0,2 Mc120	1646,18	870,82	1423,22	2273,67	850,44
	G + 0,2 D240	1666,51	975,46	1423,22	2273,67	850,44

IV.3) - PILE
IV.3.1) - MODELISATION DU CHEVETRE



IV.3.2) - ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LES FUTS

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier $\langle v \rangle$ (m)	Moment (t.m)
Futs	Cas n°1	70,12	0	70,12	3,1	0
	Cas n°2		14,02407	74,33		43,4746
Chevêtre	Cas n°1	78,75	0	78,75	6,95	0
	Cas n°2		15,75	83,475		109,463

Poids des terres	Cas n°1	149,35	0	149,35	0,5	0
	Cas n°2		29,87044	158,31		14,9352
G tablier	Cas n°1	817,60	0	817,60	7,7	0
	Cas n°2		242,82	866,66		1869,71
A(l)	275,40					
Bc	373,30					
Mc120	590,10					
D240	653,00					
Trottoirs	0,00					
HA(l)	12,90				7,7	99,33
HBc	15,00				7,7	115,5
Flv	7,50				7,7	57,75

1^{ère} cas : cas normal sans séisme

2^{ème} cas : avec séisme

IV.3.3) - COMBINAISON DES CAS DE CHARGES

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	$1,35G + 1,6 (A(l)+Str)$	1947	30,765	236,89
	$1,35G + 1,6 (Bc+Str)$	2103,64	34,125	262,76
	$1,35G + 1,35 Mc120$	2303	10,125	77,963
	$1,35G + 1,35 D240$	2387,91	10,125	77,963
ELS	$G + 1,2 (A(l)+Str)$	1446,3	22,98	176,95
	$G + 1,2(Bc+Str)$	1563,78	25,5	196,35
	$G + Mc120$	1705,92	7,5	57,75
	$G + D240$	1768,82	7,5	57,75
ELA	$G + 0,2 (A(l)+Str)$	1237,85	312,54	2115,2
	$G + 0,2 (Bc+Str)$	1257,43	312,96	2118,4
	$G + 0,2 Mc120$	1300,79	309,96	2095,3
	$G + 0,2 D240$	1313,37	309,96	2095,3

IV.3.4) - EVALUATION DES EFFORTS SUR PIEUX

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <v> (m)	Moment (t.m)
Semelle	cas n°1	356,40	0	356,40	0,9	0
	cas n°2		71,28	377,78		64,152
Futs	cas n°1	70,12	0	70,12	4,9	0
	cas n°2		14,02407	74,33		68,7179
Chevêtre	cas n°1	78,75	0	78,75	8,75	0
	cas n°2		15,75	83,475		137,813
Poids des terres	cas n°1	149,35	0	149,35	2,3	0

	cas n°2		29,87044	158,31		68,702
G tablier	cas n°1	817,60	0	817,60	9,5	0
	cas n°2		242,82	866,66		2306,79
A(l)	275,40					
Bc	373,30					
Mc120	590,10					
D240	653,00					
Trottoirs	0,00					
HA(l)	12,90				9,5	122,55
HBc	15,00				9,5	142,5
Flv	7,50				9,5	71,25

IV.3.5) - COMBINAISON DE CHARGES :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	<i>1,35G + 1,6 (A(l)+Str)</i>	<i>2428,14</i>	<i>30,765</i>	<i>292,27</i>
	<i>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</i>	<i>2584,78</i>	<i>34,125</i>	<i>324,19</i>
	<i>1,35G + 1,35 Mc120</i>	<i>2784,14</i>	<i>10,125</i>	<i>96,188</i>
	<i>1,35G + 1,35 D240</i>	<i>2869,05</i>	<i>10,125</i>	<i>96,188</i>
ELS	<i>G + 1,2 (A(l)+Str)</i>	<i>1802,7</i>	<i>22,98</i>	<i>218,31</i>
	<i>G + 1,2(Bc+Str)</i>	<i>1920,18</i>	<i>25,5</i>	<i>242,25</i>
	<i>G + Mc120</i>	<i>2062,32</i>	<i>7,5</i>	<i>71,25</i>
	<i>G +D240</i>	<i>2125,22</i>	<i>7,5</i>	<i>71,25</i>
ELA	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	<i>1615,64</i>	<i>383,82</i>	<i>2741,9</i>
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	<i>1635,22</i>	<i>384,24</i>	<i>2745,9</i>
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	<i>1678,58</i>	<i>381,24</i>	<i>2717,4</i>
	<i>G + 0,2 D240</i>	<i>1691,16</i>	<i>381,24</i>	<i>2717,4</i>

IV.3.6) - FERRAILLAGE DES PIEUX

Calcul des moments

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot C_u}{4 \cdot E \cdot I}}$$

Avec :

b	Diamètre du pieu	1,2 m
C_u	Module de réaction du sol	30 KN/m ³
E	Module d'élasticité du béton	32164,2 MPa
I	Moment d'inertie du pieu	0,10179 m ⁴
l	Longueur du pieu	21 m

On obtient donc :

$$\lambda = 0,229 \rightarrow \lambda L = 4,809$$

A partir des abaques de WALTHER on obtient les valeurs des coefficients χ_{em} et χ_{ep}

$$\lambda L = 4,809 \rightarrow \begin{cases} \chi_{em} = 2,9 \\ \chi_{ep} = 2,3 \end{cases}$$

Cas	Formule	Résultats (KN.m)
Cas normale	$-\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$	110,4
Cas sismique		1663,6

ANNEXE E



ANNEXE MATERIAUX



Introduction :

Le choix des matériaux pour un ouvrage d'art est d'une importance primordiale pour assurer sa durabilité dans des conditions de maintenance raisonnables. Le choix des matériaux et leurs caractéristiques dépendent en particulier de :

- La facilité de fabrication, de transport, d'assemblage et de mise en place des éléments de construction.
- Performances de la structure métallique vis-à-vis des risques de rupture fragile,
- L'aptitude à résister aux dégradations de l'ouvrage au cours du temps (agents chimiques et atmosphériques).

Ce chapitre traitera du choix des matériaux à utiliser ainsi que de leurs caractéristiques.

I- Le béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants (SIKA).

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Sa masse volumique est de l'ordre de 2500 kg/m³. Il est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} , qui sera prise égale à 40 MPa pour la réalisation de la dalle de compression de notre ouvrage

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

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers. Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³ et ces valeurs peuvent atteindre 500Kg/m³ (c.à.d 500Kg de ciment pour 1 m³ du béton)

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels **C.P.A 325**.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma=2,5t/m^3$

I-1 Caractéristiques mécaniques du béton :

I-1-1 Résistance à la compression :

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 noté f_{c28} elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance à la compression à 28 jours désignée par f_{c28} , est obtenue par écrasement en compression axiale d'une éprouvette cylindrique normalisée (16×32) cm².

Pour la dalle en béton armé le BAEL 91 nous donne les formules suivantes :

$$f_{cj} = \begin{cases} \text{Si } j < 28 \text{ jours :} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ \frac{j}{1,74+0,795j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \text{ supérieur à } 40 \text{ MPA} \end{array} \right. \\ \text{Si } j \geq 28 \text{ jours : } f_{c28} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- Pour les éléments d'infrastructure $f_{c28} = 35$ MPA
- Pour le tablier $f_{c28} = 40$ MPA

I-1-2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Dans notre cas :

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 3$ MPA pour le tablier.
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7$ MPA pour les éléments d'infrastructures

I-1-3 Contrainte admissible de compression de béton :

■ ELU :

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible

Les valeurs de la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime, notée f_{bu} , sont précisées par les règles BAEL avec la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Dans laquelle :

- f_{cj} : Résistance à la compression,
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, pris égal à 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

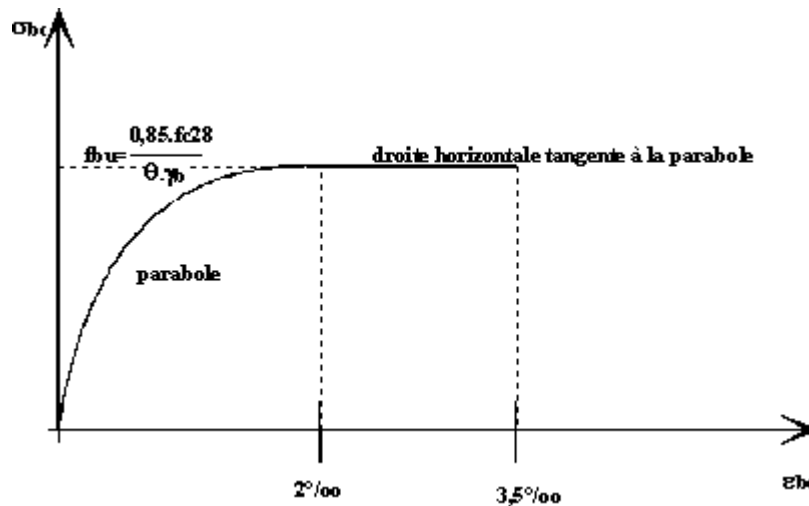


Figure E-1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

■ ELS :

La contrainte admissible de compression du béton est égale à :

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 24 \text{ MPa (en construction)}$$

$$\sigma_b = 0,5 f_{c28} = 20 \text{ MPa (en service)}$$

Module de déformation longitudinal du béton « E » :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinal est la constante qui relie la contrainte et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 Heures) : E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ [MPa]}$$

Donc pour la dalle en béton, il est pris égale à : $E_i = 37619,47 \text{ Mpa}$.

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ [Mpa]}$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage nous trouvons : $E_v = 12653,82 \text{ Mpa}$.

Coefficient de Poisson :

Le coefficient de poisson « ν » représente la variation relative de la dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de la dimension longitudinale. Et on a :

$$V = \begin{cases} 1 & \text{zone fissurée} \\ 0,2 & \text{zone non fissurée} \end{cases}$$

Module de déformation transversale « G »

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$$

Les valeurs de G sont données dans le tableau qui suit :

ν	Zone non fissuré	Zone fissuré
Pour le tablier	15674,78	18809,735

Tableau E-1 : module de déformation transversale du béton

II- Acier :

Deux caractéristiques mécaniques interviennent principalement dans les calculs : la limite d'élasticité et le module d'élasticité. Le module d'élasticité est pratiquement constant pour tous les aciers. Au contraire, la limite d'élasticité est différente suivant leur type.

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs

II-1 Aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE500** avec une limite d'élasticité f_e 500 Mpa, leur module d'élasticité E_s est égale à $2,1.10^5$ Mpa.

- **Contrainte de l'acier à l'ELU :**

Dans le calcul à l'E.L.U. on introduit un coefficient γ_s tel que la contrainte admissible de l'acier soit égale au rapport suivant

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité.

$$\Gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.15 & \text{Dans le cas fondamental} \end{cases}$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ Mpa} \text{ Dans le cas accidentel}$$

$$\bar{\sigma}_s = 434,78 \text{ Mpa} \text{ Dans le cas fondamental}$$

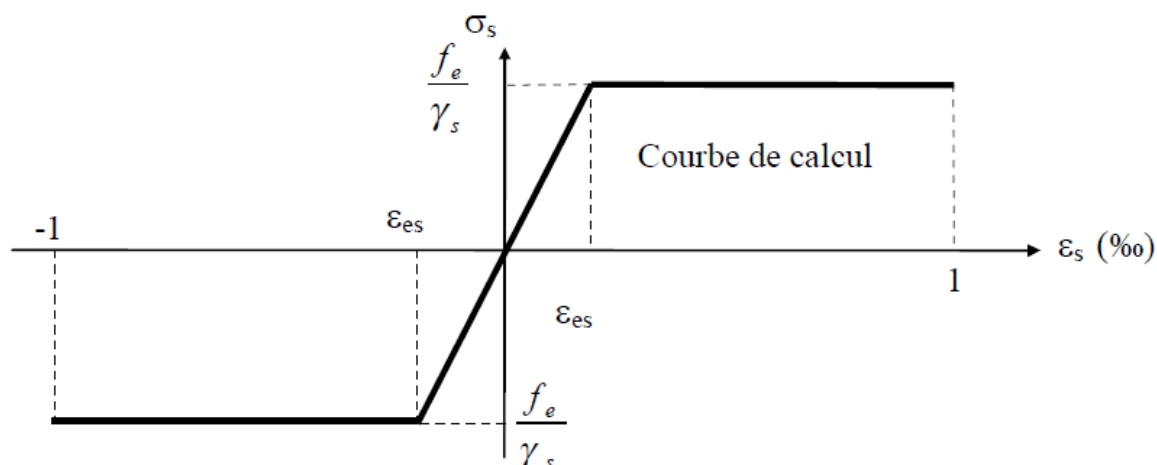


Figure E-2 : lois de comportement de l'acier passif à l'ELU

■ Contrainte de l'acier à l'ELS :

Etat considéré	E.L.S
Fissuration peu nuisible	Rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{f_{tj} \times \eta}\right) = 241 \text{ MPa}$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{f_{tj} \times \eta}) = 197,18 \text{ MPa}$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA

Tableau E-2 : Contrainte limite de l'acier à l'ELS

II-2 Aciers actifs

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET ». La précontrainte est réalisée par post-tension,

Type des câbles utilisés :

Pour notre cas on choisira des câbles 12T15 (en utilisant des torons : $\phi 15,2$) avec les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine : $\phi 80 \text{ mm}$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 190000 \text{ MPa}$