

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'art

Présenté par : DJELLALA Radwane, HAMZAoui Oussama, HADOUES Walid

**Thème : CONCEPTION ET CALCUL D'UN PONT A
POUTRES PREFABRIQUEES PAR POST TENSION**

Sous la direction de : Dr. LAFIFI Brahim

Juin 2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à notre DIEU tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la force pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Docteur Lafifi Brahim pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Et également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de la spécialité V.O.A qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

Dédicace :

D'abord, quant tu monteras les marches de l'estrade, salue la foule, de manière fière et victorieuse.

Et quand tu descendras ces mêmes marches...

Je dédie ce modeste travail à :

D'abord à mon père et ma mère.

mon frères Moustafa et mes soeurs Madja, Nebras, Souhila et Amira

Toute la famille Djellala, Hramza

Tout mes adorables amis sans exception

en site: El anakeb, Fitour, Maylo, Tarek, Abdo, Seif, Oussama, Mehdi Z et Mehdi A....

Toutes les personnes qui m'ont soutenues

et crus en moi lors de mon parcours

et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,

Toute la promotion 2015.

RADHWANE.

Dédicace :

D'abord, quant tu monteras les marches de l'estrade, salue la foule, de manière fière et victorieuse.

Et quand tu descendras ces mêmes marches...

Je dédie ce modeste travail à :

D'abord à mon père et ma mère.

mes frères Hamza, Ala, Housseem et ma sœur Abir

Toute la famille Hamzaoui, Ben Dafer et Alaimia

Tout mes adorables amis sans exceptione

L'ingénieure Nouidha Maryam

Toutes les personnes qui m'ont soutenues

et crus en moi lors de mon parcours

et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,

Toute la promotion 2015.

OUSSAMA.

Dédicace :

D'abord, quant tu monteras les marches de l'estrade, salue la foule, de manière fière et victorieuse.

Et quand tu descendras ces mêmes marches...

Je dédie ce modeste travail à :

D'abord à mon père et ma mère.

mon frères Amir et mes sœurs Wafa, Asma, et Rihem

Toute la famille hadoues

Tout mes adorables amis sans exception

en site: Nacer , Tinan, Ramzi , Mehdi , Issam , Hamdi ,Adel, Mehdi, Djamel , Tarik , et Mohamed mon entraîneur,

Toutes les personnes qui m'ont soutenues

et crus en moi lors de mon parcours

et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,

Toute la promotion 2015.

Walid.

RESUME

Ce travail a pour but l'étude et la conception d'un pont dans la commune de Kerkra, wilaya de Skikda. Il relie la route nationale RN85 à la route CW39 sur Wed Ghabli. Dans le cadre de cette étude, nous avons recherché la conception optimale qui répond aux exigences techniques et économiques afin d'optimiser au maximum les coûts et les difficultés de réalisation. A partir d'une analyse multicritères, le choix a été porté pour un pont à poutre préfabriqué par post tension.

Ensuite, nous avons procédé au calcul des différentes charges et surcharges auxquelles notre ouvrage est soumis. La modélisation de l'ouvrage par éléments finis est réalisée à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis », qui a permis de déterminer les différents efforts internes. A l'issue des résultats de la modélisation, nous avons passé aux calculs et aux vérifications du tablier en phase de construction et d'exploitation ainsi que l'évaluation de la précontrainte de poutre et de continuité. Par la suite, l'étude transversale a permis de compléter les résultats obtenus par le ferrailage du tablier. Enfin, nous avons choisi les équipements pour notre ouvrage.

Mots clés :

Pont, conception, précontrainte, poutres, modélisation, RSA 2010.

ABSTRACT

This thesis aims to study and design a bridge in the municipality of Kerkra in the state of Skikda. It connects the national road No. 85 to the state road No. 39 on Wed Ghabli. In this study, we sought the optimal design that meets the technical and economic requirements in order to fully minimize the costs and implementation difficulties. From a multi-criteria analysis, the retained variant is a bridge beam prefabricated by post-tensioning.

Then we calculated the different loads and overloads to which our bridge is subjected. The modeling of the structure in finite elements using the software "Robot Structural Analysis" has identified the various internal forces. Following the results of the modeling, we started calculations and deck verifications in both the construction and the exploitation phase together with the evaluation of the internal and external prestressing. Subsequently, the cross-sectional study was used to complement the results obtained by the reinforcement of the box. Finally, we chose the equipment for our bridge.

Key words :

Bridge, design, Prestress, beam, Modelling, RSA 2010.

يهدف هذا العمل إلى دراسة وتصميم جسر على مستوى بلدية كركرة في ولاية سكيكدة التي تربط الطريق الوطني رقم 85 الرابط بالطريق الولائي رقم 39 فوق واد غبلي في إطار هذه الدراسة بحثنا عن التصميم الأمثل الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية من أجل تحسين التكاليف وصعوبات التنفيذ، وانطلاقاً من تحليل متعدد المعايير، تم اختيار جسر ذو روافد مسبقة الصنع ما بعد التوتر .
ثم حسبنا مختلف الأحمال والأحمال الإضافية التي يتعرض لها الجسر .
نمذجة الجسر بالعناصر المحدودة تمت باستخدام برنامج " robot structural analysis " حيث سمحت بتحديد مختلف الجهود الداخلية بعد نتائج النمذجة، انتقلنا إلى حساب السطح والتحقق منه في مرحلة البناء ومرحلة الاستغلال وكذلك تقييم الاجهاد المسبق الداخلي والخارجي.
بعدها، الدراسة المقطعية استكملت النتائج المتحصل عليها وذلك بتسليح السطح. أخيراً، اخترنا المعدات اللازمة للجسر.

كلمات مفتاحية:

جسر، تصميم، الإجهاد المسبق، روافد، robot structural analysis

SOMMAIRE

Sommaire:

RESUME.....	V
ABSTRACT	VI
ملخص	VII
SOMMAIRE	VIII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES DES TABLEAUX	XV
INTRODUCTION GENERALE.....	113
CHAPITRE I : GENERALITE	1
I.1. GENERALITE SUR LES PONTS	1
I.2. BUT DE L'ETUDE	2
I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
I.4. DONNEES FONCTIONNELLES	3
I.4.1. TRACE EN PLAN.....	3
I.4.2. PROFIL EN LONG.....	4
I.4.3. PROFIL EN TRAVERS	4
I.5.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	5
I.5.2. DONNEES GEOTECHNIQUES.....	5
I.5.3. DONNEES HYDROLOGIQUES	8
CHAPITRE II : MATERIAUX	9
II. INTRODUCTION	9
II.1. LE BETON.....	9
II.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION	9
II.2.1. LES ACIERS PASSIFS	12
II.2.2. LES ACIERS ACTIFS	13
CHAPITRE III : CONCEPTION.....	14
III.1. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	14
III.2. CONCLUSION.....	18
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER	19
IV.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SU TABLIER	19
IV.1.1. DEFINITION DES POUTRES	19
IV.1.2. HAUTEUR DES POUTRES	19
IV.1.3. LA TABLES DE COMPRESSION.....	20
IV.1.4. NOMBRE DE POUTRES.....	20
IV.1.5. GOUSSETS.....	20
IV.1.6. LA LARGEUR DE TALON <i>b_{ta}</i>	20
IV.1.7.EPAISSEUR DE L'AME EN TRAVEE B0.....	21
IV.1.8. EPAISSEUR DE L'AME A L'ABOUT	21

IV.2. PREDIMENSIONNEMENT DE L'HOURLDIS	22
IV.3. LES EQUIPEMENTS D'UN PONT	22
IV.3.1. DEFINITION.....	22
IV.3.2. ETANCHEITE.....	22
IV.3.3. LA COUCHE DE ROULEMENT	23
IV.3.4. LES TROTTOIRS	23
IV.3.5. LES CORNICHES	23
IV.3.6. ASSAINISSEMENT	24
IV.3.7. JOINTS DE CHAUSSEE.....	24
IV.3.8. LES DISPOSITIONS RETENUES	24
IV.4. LES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	25
IV.5. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE	26
IV.5.1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA POUTRE A MI TRAVEE	27
IV.5.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE+HOURLDIS A MI TRAVEE.....	28
IV.5.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURLDIS :	29
IV.5.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE ABOUT A MI TRAVEE :	30
IV.5.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION D'ABOUT + HOURLDIS A MI TRAVEE.....	32
IV.6.6. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA POUTRE SECTION ABOUT RIVE AVEC HOURLDIS:	33
CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	34
V.1. INTRODUCTION	34
V.2. LES CHARGES PERMANENTES	34
V.2.1. POIDS PROPRE DES POUTRES.....	34
V.2.2. POIDS PROPRE DES DALLE:	35
V.2.3. POIDS PROPRE DES DALETTE:	35
V.2.4. POIDS PROPRE DES REVETEMENT ET L'ETANCHEITE	35
V.2.5. POIDS PROPRE DU TROTTOIR	35
V.2.6. POIDS TOTALE DU TABLIER	36
V.2.7. MOMENT FLECHISSANT	36
V.3. SURCHARGES DES PONTS ROUTIERS : FASCICULE 61 TITRE II.....	36
V.3.1. CARACTERISTIQUES DU PONT.....	36
V.3.2. SYSTEME DE CHARGE A(L) :	37
V.3.3. SYSTEME DE CHARGE B.....	38
V.3.3.1. SYSTEME BC	38
V.3.3.2. SYSTEME BT	41
V.3.4. SYSTEME MILITAIRE : MC_{120}	42
V.3.5. CONVOI D_{240}	43
V.3.6. SURCHARGE SUR TROTTOIRS	43
V.3.7. VENT.....	43
V.3.8. TEMPERATURE.....	44
V.3.9. FORCES DE FREINAGE	44
V.3.9. LE SEISME	44
CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE.....	45
VI.1. INTRODUCTION	45

VI.2. MODELISATION.....	46
VI.2.1. MODELISATION DE LA POUTRE	46
VI.2.2. MODELISATION DE LA DALLE	47
VI.2.3. MODELISATION DU TABLIER	48
VI.3. DEFINITION DE DIFFERENTS CAS DE CHARGE.....	48
VI.3.1. SYSTEME DE CHARGE A(L).....	48
VI.3.2. SURCHARGE SUR TROTTOIRS	49
VI.3.3. SYSTEME DE CHARGE BC	49
VI.3.4. SYSTEME DE CHARGE BT	50
VI.3.4. SYSTEME DE CHARGE MC120.....	50
VI.3.5. SYSTEME DE CHARGE D240	51
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT.....	56
VII.1. PROCEDES DE LA PRECONTRAINT.....	56
VII.1.1. CALCUL DE LA PRECONTRAINT	56
□ PHASE DE MISE EN TENSION	56
□ VARIATION DANS LE TEMPS DE LA TENSION DANS LE CABLE	56
VII.1.2. MISE EN ŒUVRE DES CABLES ET ANCRAGES.....	56
VII.1.3. PROGRAMME DE MISE EN TENSION DES CABLES	57
VII.1.4. MONTAGE DE LA PRECONTRAINT	57
VII.1.5. INJECTION DES CABLES	58
VII.1.6. ETUDE DE LA PRECONTRAINT	58
VII.1.6.1. LES DONNEES	58
VII.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE	59
VII.2.1.1. CONTRAINTES ADMISSIBLES EN SERVICE	59
VII.2.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CONSTRUCTION.....	59
VII.2.1.3. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION COMPLETE A MI-TRAVEE ..	60
VII.2.1.4. TENSION A L'ORIGINE	60
VII.2.1.5. EFFORT A L'ORIGINE	60
VII.2.1.6. LES CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE SEULE A MI TRAVEE	61
VII.2.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	61
VII.2.3. DISPOSITION DES CABLES:	64
VII.2.3.1. TRACE DES CABLES 1 ET 2 SORTANTS DE L'ABOUT	65
VII.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES	68
VII.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS :	70
VII.5. CALCUL DES PERTES	72
VII.5.1. PERTES INSTANTANEEES	73
VII.5.1.1. PERTES DUES AU FROTTEMENT DU CABLE SUR LA GAIN.....	73
VII.5.1.2. PERTES DUES AU RECU A L'ANCRAGE	73
VII.5.1.3. PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON.....	74
VII.5.1.3.1. PERTES DUES A LA MISE EN TENSION DE LA PREMIERE SERIE DE CABLES (DEUX	
CABLES DE L'ABOUT)	75
VII.5.1.3. 2. PERTES DUES A LA MISE EN TENSION DU 3EME CABLE A L'EXTRADOS.....	75
VII.5.1.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES PERTES INSTANTANEEES (T/M ²)	76
VII.5.2. PERTES DIFFEREES	76
VII.5.2.1. PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON	76
VII.5.2.2. PERTES DUES AU FLUAGE.....	78
VII.5.2.3. PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS	78

VII.5.2.4. TABLEAU RÉCAPITULATIF DES PERTES DIFFÉREES (T/M ²)	79
VII.5.3. CALCUL DU POURCENTAGE DES PERTES TOTALES (INSTANTANÉES + DIFFÉREES).....	80
VII.6. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	80
VII.6.1. INTRODUCTION	80
VII.6.2. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A LA PHASE I.....	80
VII.6.3. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A LA PHASE II.....	83
VII.6.4. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A LA PHASE III	84
VII.6.5. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A LA PHASE IV:(OUVRAGE EN SERVICE)	85
VII.7. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	86
VII.7.1.1. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A LA PHASE I.....	87
VII.7.1.2. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A LA PHASE II	88
VII.7.1.3. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A LA PHASE III	88
VII.7.1.4. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A LA PHASE IV : (OUVRAGE EN..	89
VII.7.1.5. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A LA PHASE V	89
VII.8. FERRAILLAGE DE LA POUTRE	90
VII.8.1. ARMATURES LONGITUDINALES	90
VII.8.1. ARMATURES LONGITUDINALES	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
VII.8.2. ARMATURES TRANSVERSALES.....	90
VII.8.3. SCHEMAS DE FERRAILLAGE.....	91
CHAPITRE VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS	92
VIII.1. CALCUL DES FLECHES.....	92
VIII.1.1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.....	92
VIII.1.2. FLECHE DUE AU (POIDS PROPRE + D240)	92
VIII.1.3. CONTRE FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTÉ.....	92
VIII.1.4. FLECHE DE CONSTRUCTION	93
VIII.2.1. ROTATION SOUS LE POIDS PROPRE	94
VIII.2.2. ROTATION SOUS LA SURCHARGE D240	94
VIII.3. CALCUL DES DEPLACEMENTS	94
VIII.3.1. DEPLACEMENT DU A UNE ROTATION D' APPUI.....	94
VIII.3.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT	94
VIII.3.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE.....	94
VIII.3.3.1. CALCUL DES CONTRAINTES DE COMPRESSION	94
VIII.3.3.2. CALCUL DES CONTRAINTES DE COMPRESSION	95
VIII.3.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE TEMPERATURE:	95
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOUDIS	96
IX.1. INTRODUCTION :	96
IX.2. ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE :	97
IX.3. ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE	98
IX.4. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTÉ DE CISAILLEMENT :	98
IX.5.SCHEMAS DE FERRAILLAGE.....	99
CHAPITRE X : LES ÉQUIPEMENTS.....	101
X.1. APPAREIL D APPUI.....	101
X.1.1. INTRODUCTION	101
X.1.2. LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMÈRE FRETTE.....	101
X.1.3. DÉTERMINATION DES DIMENSIONS DE L APPAREIL D APPUI.....	102
X.1.3.1. AIRÉ DE L APPAREIL D APPUI.....	102

X.1.3.2.HAUTEUR NETTE DE L ELASTOMERE T	102
X.1.3.3.DIMENSION EN PLAN DE L APPAREIL	102
X.1.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES :	104
X.1.4.1. LIMITATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :	104
X.1.4.2. DIMENSIONNEMENT DES FRETTEES	105
X.1.5. FERRAILLAGE DE DE D APPUI :.....	106
X.1.5.1. FERRAILLAGE DE SURFACE « FRETTEES SUP » :	106
X.1.5.2. FERRAILLAGE INFERIEUR OU D'ECLATEMENT « FRETTEES INF » :	106
X.2. CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE.....	107
X.2.1. INTRODUCTION	107
X.2.2. CALCUL DES JOINTS.....	107
X.2.2.1. DEPLACEMENT DU AUX VARIATIONS LINEAIRES.....	107
X.2.2.2. DEPLACEMENT DU AU FREINAGE	107
X.2.2.3. DEPLACEMENT DU AU SEISME	108
X.2.2.4. COMBINAISON	108
CONCLUSION GENERALE	110
CONCLUSION GENERALE.....	110

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1. PLAN DE SITUATION DE L'OUVRAGE.....	2
FIGURE 2. TRACE EN PLAN.....	3
FIGURE 3. PROFIL EN LONG.	4
FIGURE 4. PROFIL EN TRAVERS.	4
FIGURE 5. SONDAGE 01.	6
FIGURE 6. SONDAGE 02.	7
FIGURE 7. DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION.....	12
FIGURE 8. SECTION TRANSVERSALE.....	14
FIGURE 9. SECTION TRANSVERSAL.....	16
FIGURE 10. SECTION TRANSVERSALE D'UN CAISSON.	17
FIGURE 11. COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.....	19
FIGURE 12. LES ANGLES DE GOUSSET.	20
FIGURE 13. PROFILE TRANSVERSAL DE POUTRE.....	21
FIGURE 14. COUPE TRANSVERSALE DE TROTTOIR.	23
FIGURE 15. COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER.....	25
FIGURE 16. NOTATION POUR LA SECTION.	26
FIGURE 17. COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE A MI TRAVEE.....	27
FIGURE 18. COUPE TRANSVERSALE	29
FIGURE 19. COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE	30
FIGURE 20. COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE D'ABOUT A MI TRAVEE.....	30
FIGURE 21. COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE	32
FIGURE 22. COUPE TRANSVERSALE DE	33
FIGURE 23. COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE.....	34
FIGURE 24. SYSTEME – BC.....	39
FIGURE 25. SYSTEME - B_T	41
FIGURE 26. SYSTEME - MC_{120}	42
FIGURE 27: SYSTEME - D_{240}	43
FIGURE28. DEFINITION LA SECTION DE LA POUTRE.....	46
FIGURE 29. MODELISATION DE LA POUTRE.	47
FIGURE 30. MODELISATION DE LA DALLE.....	47
FIGURE 31. MODELISATION DU TABLIER.....	48
FIGURE 32: SYSTEME DE CHARGE A(L).....	48
FIGURE 33. SURCHARGE SUR TROTTOIRS.....	49
FIGURE 34. SYSTEME BC.....	49

FIGURE 35. SYSTEME BT.	50
FIGURE 36. SYSTEME MC 120.	50
FIGURE 37. SYSTEME D240.	51
FIGURE 38. DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT SOUS COMBINAISON DEFAVORABLE A L'ELS.	54
FIGURE 39. DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT SOUS COMBINAISON DEFAVORABLE A L'ELU.	54
FIGURE 40. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS SOUS COMBINAISON DEFAVORABLE A L'ELS.	54
FIGURE 41. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS SOUS COMBINAISON DEFAVORABLE A L'ELU.	55
FIGURE 42. DIAGRAMME DES CONTRAINTES	59
FIGURE 43. DIAGRAMME DES CONTRAINTES	60
FIGURE 44. DISPOSITION DU CABLE.	65
FIGURE 45. SECTION D'ABOUT.	65
FIGURE 46. VUE EN PLAN DU CABLAGE.	67
FIGURE 47. SECTION POUR CALCUL 5A.	87
FIGURE 48. SECTION POUR CALCUL 5A.	89
FIGURE 49. FERRAILLAGE DE LA POUTRE.	91
FIGURE 50. FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE.	92
FIGURE 51. DIAGRAMME DU MOMENT LONGITUDINALE.	97
FIGURE 52. DIAGRAMME DU MOMENT TRANSVERSALE.	98
FIGURE 53. FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEURE.	99
FIGURE 54. FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEUR.	100
FIGURE 55. APPAREIL D'APPUI.	106
FIGURE 56. FERRAILLAGE DU DE D'APPUI.	107
FIGURE 57. JOINT DE CHAUSSEE.	108

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1. CONTRAINTE LIMITE DE TRACTION.....	12
TABLEAU 2. ANALYSE MULTICRITERES.	17
TABLEAU 3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA POUTRE A MI TRAVEE.	27
TABLEAU 4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE+HOURDIS A MI TRAVEE.	28
TABLEAU 5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE RIVE A MI TRAVEE AVEC HOURDIS.....	29
TABLEAU 6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE ABOUT A MI TRAVEE.	31
TABLEAU 7. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION D'ABOUT + HOURDIS A MI TRAVEE.....	32
TABLEAU 8. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION ABOUT RIVE AVEC HOURDIS.	33
TABLEAU 9. VALEURS DU COEFFICIENT A1.....	37
TABLEAU 10: VALEUR DE V0.....	37
TABLEAU 11: VALEUR DE A(L).....	38
TABLEAU 12. VALEUR DU COEFFICIENT BC.....	40
TABLEAU 13: VALEUR DE BC.	41
TABLEAU 14. VALEURS DU COEFFICIENT BT.....	42
TABLEAU 15. VALEURS DE BT.	42
TABLEAU 16. LES MOMENTS MAX DE LA SURCHARGE SUR POUTRE 1.....	51
TABLEAU 17. LES MOMENTS MAX DE LA SURCHARGE SUR POUTRE 2.....	51
TABLEAU 18. LES MOMENTS MAX DE LA SURCHARGE SUR POUTRE 3.....	52
TABLEAU 19. LES MOMENTS MAX DE LA SURCHARGE SUR POUTRE 4.....	52
TABLEAU 20. LES MOMENTS MAX DE LA SURCHARGE SUR POUTRE 5.....	52
TABLEAU 21. VALEURS DES COEFFICIENTS DE PONDERATION.....	52
TABLEAU 22. COMBINAISONS D' ACTIONS A ELU ET ELS.....	53
TABLEAU 23. LES ELEMENTS DE REDUCTIONS POUR LA POUTRE LA PLUS DEFAVORABLE (POUTRE 1).	53
TABLEAU 24. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES.....	64
TABLEAU 25. LES ABSCISSES ET LES ANGLES DU CABLE N°1.	66
TABLEAU 26. LES ABSCISSES ET LES ANGLES DU CABLE N°2.	66
TABLEAU 27. LES ABSCISSES ET LES ANGLES DU CABLE N°3.	67
TABLEAU 28. EXCENTRICITES ET LES ANGLES POUR LES TROIS CABLES X = 6 M.....	68
TABLEAU 29. EXCENTRICITES ET LES ANGLES POUR LES TROIS CABLES X=0.5L.....	69
TABLEAU 30. PERTES DUES AU FROTTEMENT.	73

TABLEAU 31. VALEUR DE X.....	74
TABLEAU 32. PERTES DUES AU REcul.....	74
TABLEAU 33. PERTES MOYENNES DUES AU REcul.....	74
TABLEAU 34. PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT A L'ABOUT.....	75
TABLEAU 35. PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT A L'EXTRADOS.....	76
TABLEAU 36. PERTES INSTANTANEEES TOTALES.....	76
TABLEAU 37. PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON.....	77
TABLEAU 38. PERTES DUES AU FLUAGE A L'ABOUT.....	78
TABLEAU 39. PERTES DUES AU FLUAGE A L'EXTRADOS.....	78
TABLEAU 40. PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS A L'ABOUT.....	79
TABLEAU 41. PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS A L'EXTRADOS.....	79
TABLEAU 42. PERTES DIFFEREES TOTALES A L'ABOUT.....	79
TABLEAU 43. PERTES DIFFEREES TOTALES A L'EXTRADOS.....	79
TABLEAU 44. PERTES TOTALE.....	80
TABLEAU 45. LES MOMENTS FLECHISSANT SUR L'HOURLDIS.....	96

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de prédimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publics dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ces différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces ; afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social. Pour cela, nous proposons dans ce projet, une conception, étude et modélisation d'un franchissant sur un Oued afin de contribuer à la maîtrise de la démarche pour la conception des ponts, le calcul des éléments structuraux, la modélisation par logiciel et son exploitation.

CHAPITRE I

GENERALITE

CHAPITRE I : GENERALITE

I.1. Généralité sur les ponts :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue :

- pont route.
- pont rail.
- pont canal.

Historique Des Ponts :

Parmi les obstacles naturels auxquels se heurtaient les routes d'autrefois, l'un des plus fréquents et des plus insurmontables étaient les cours d'eau.

Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté.

le premier pont mentionné dans l'histoire, celui de l'Euphrate, à Babylone, a été édifié vers 1900 avant Jésus-Christ. Encore ce pont n'était-il formé que de travées droites en bois, reposant sur des piles en maçonnerie faites de briques cuites cimentées en asphalte. L'emploi de voûtes en pierres appareillées a vraisemblablement pris naissance en Asie mais le vestige le plus ancien semble être une porte étrusque datant de 800 avant Jésus-Christ.

Les Romains ont ensuite emprunté la voûte aux Etrusques et l'ont appliquée à la construction des ponts.

Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre).

Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains.

Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit. Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa.

L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris).

Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts.

Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent (pont de Londres au dessus de la Tamise).

Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque (exemple des ouvrages de l'ingénieur Gustave Eiffel).

I.2. But de l'étude :

Notre étude porte sur la réalisation d'un pont en la commune de Kerkra dans la Wilaya de Skikda. Il relie la route RN85 à la route CW39 sur Wed Ghabli.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et prédimensionnées.

Par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

I.3. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage consiste à franchir Wed Ghabli dans la commune de Kerkra, Wilaya de Skikda. Il relie la route RN85 à la route CW39, l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- pont route.
- Longueur totale : 99 m.
- Largeur du tablier : 10 m.
- Largeur de la chaussée : 7 m.
- Pente : 2.5%



Figure 1. Plan de Situation de l'ouvrage.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

I.4. Données fonctionnelles :

Qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés.

Il faut donc connaître aussi bien que possible toutes ces conditions avant de commencer l'avant projet.

En général, les principaux éléments à considérer sont : le tracé en plan, le profil en long de la chaussée, et le profil en travers.

1.4.1. Tracé en plan

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

La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 99 m.

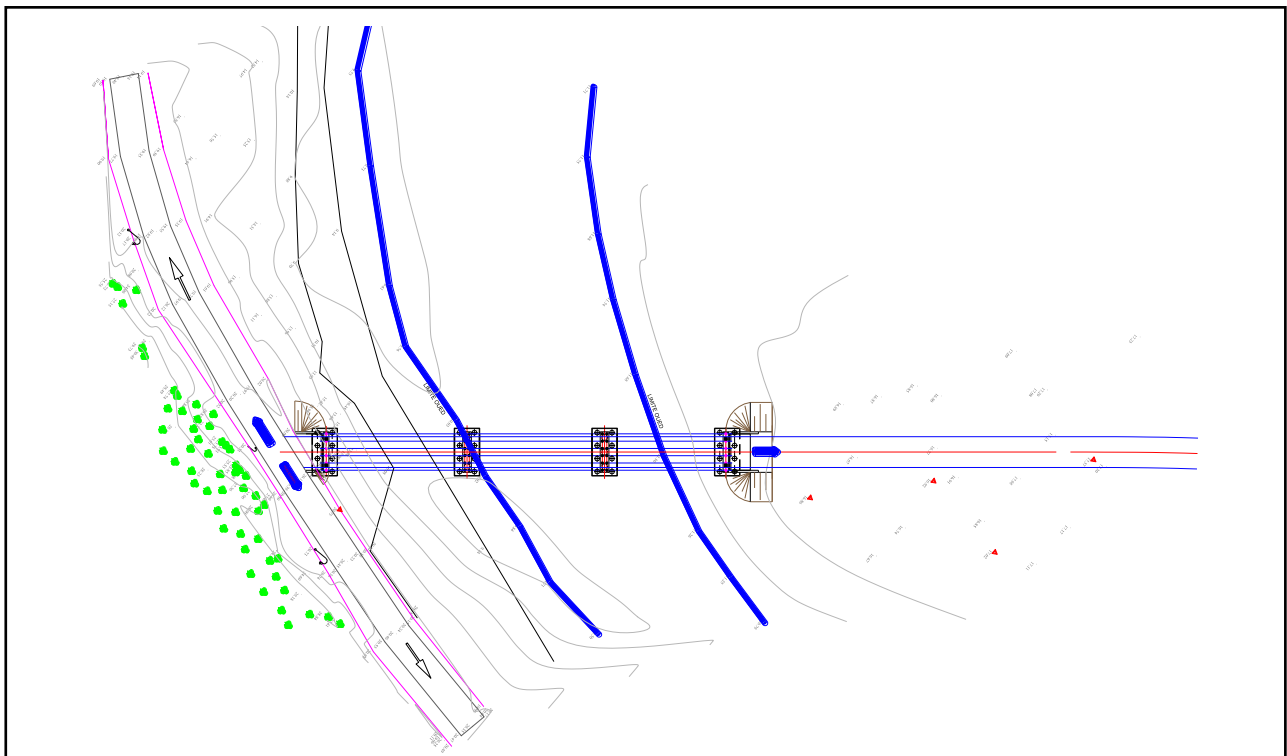


Figure 2. Tracé en plan.

1.4.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 99 m et une pente de 1.5%.

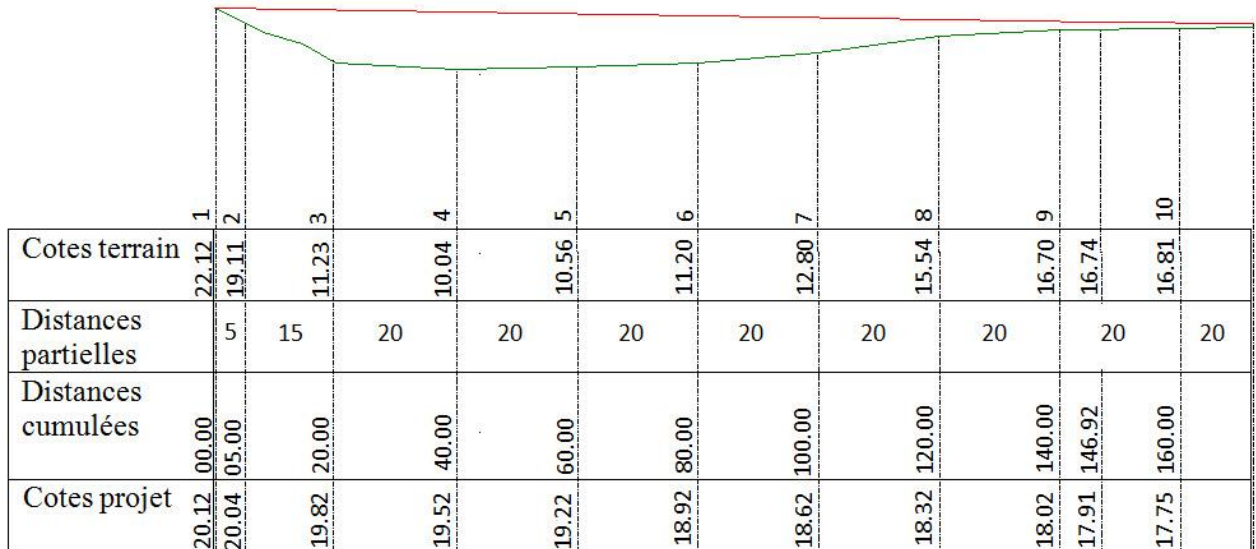


Figure 3. Profil en long.

1.4.3. Profil en travers

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

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur roulable : $L_r = 7m$.
- Largeur utile : $L_u = 10m$.
- Largeur de trottoir : $L = 1,2 m$.
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies (sens unique).
- divers en toit de 2,5%, et -2,5% .

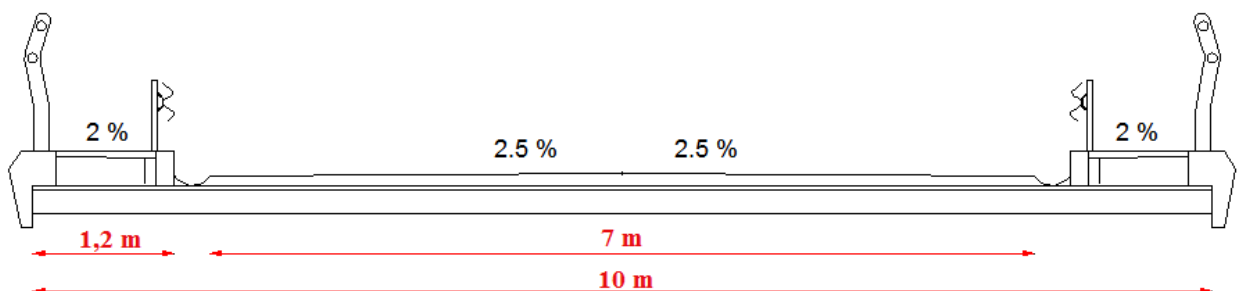


Figure 4. Profil en travers.

I.5. Données naturelles :

I.5.1. Situation géographique

La wilaya de Skikda s'étend sur une superficie de 4118 km^2 , se situe dans la partie Nord-Est du pays, dans l'espace géotechnique compris entre l'Atlas Tellien et le Littoral Méditerranéen. Elle dispose de 140 km de côtes qui s'étalent de la Marsa à l'Est jusqu'à Oued Zhour aux fins fonds du massif de Collo à l'Ouest. Elle est limitrophe avec les Wilayas de Annaba, Guelma, Constantine et Jijel.

I.5.2. Données géotechniques

- **Les essais in-situ :**

L'investigation in-situ par sondages carottés a mis en évidence, un sol qui est formé essentiellement.

- **Au niveau du SC 01 :**

Après une couche de remblai de 5.50m d'épaisseur environ, une couche d'argile sableuse limoneuse grisâtre de 7.00 m suivie d'une couche de dépôt alluvionnaire constitué de sable ,gravier et bloc de grés jusqu'à 12.00 m vient en suite une couche de schiste argileux grisâtre surmenant une couche de schiste altéré à friable grisâtre.

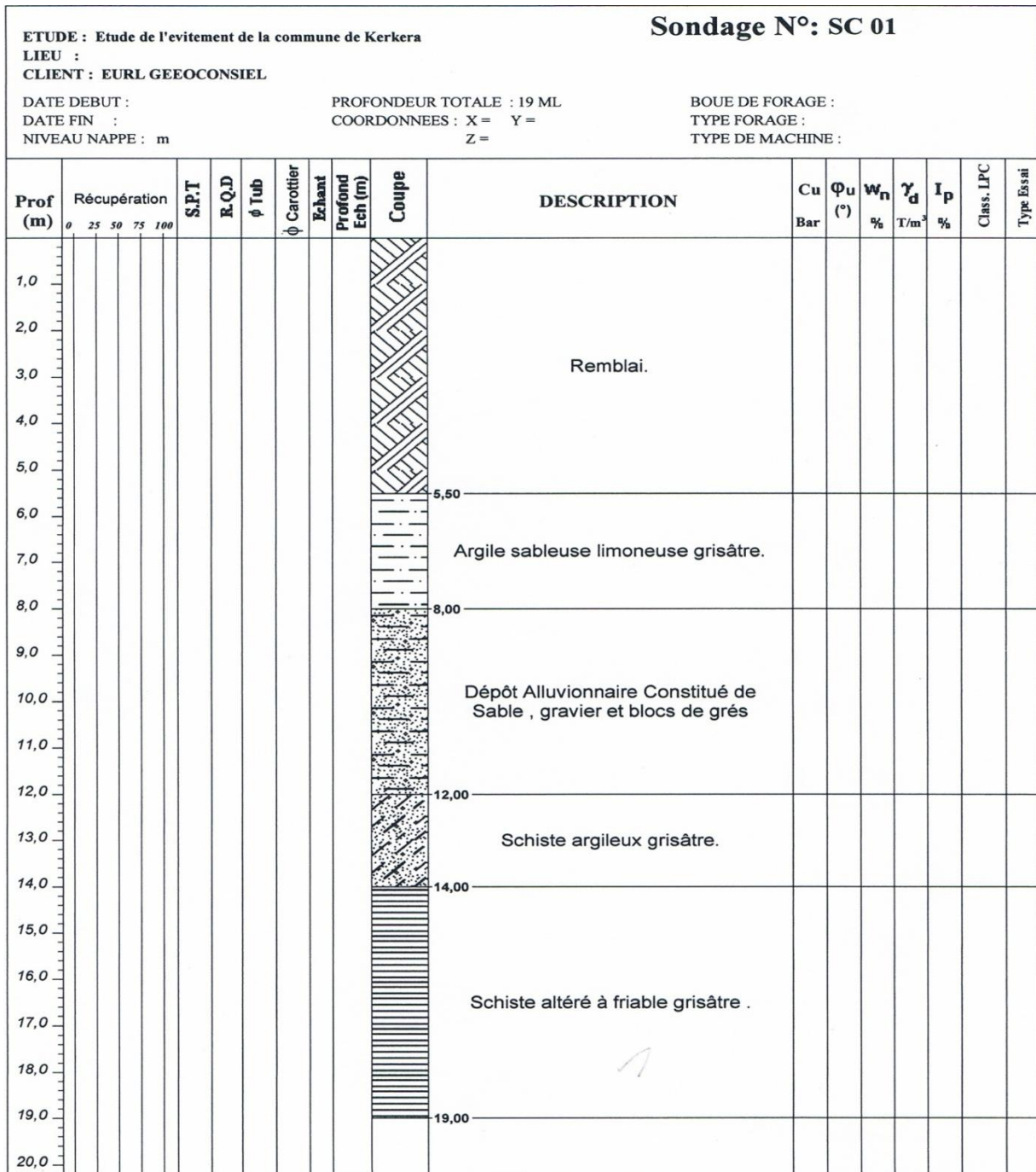


Figure 5. Sondage 01.

• Au niveau du SC 02 :

Après une couche de dépôt alluvionnaire constituée de sable ,gravier argile et blocs de grés de 3.00m puis une couche d'argile sableuse peu limoneuse brunâtre jusqu'à 4.00m puis une couche de sable argileux peu limoneux brunâtre à grisâtre jusqu'à 15.00m de profondeur.

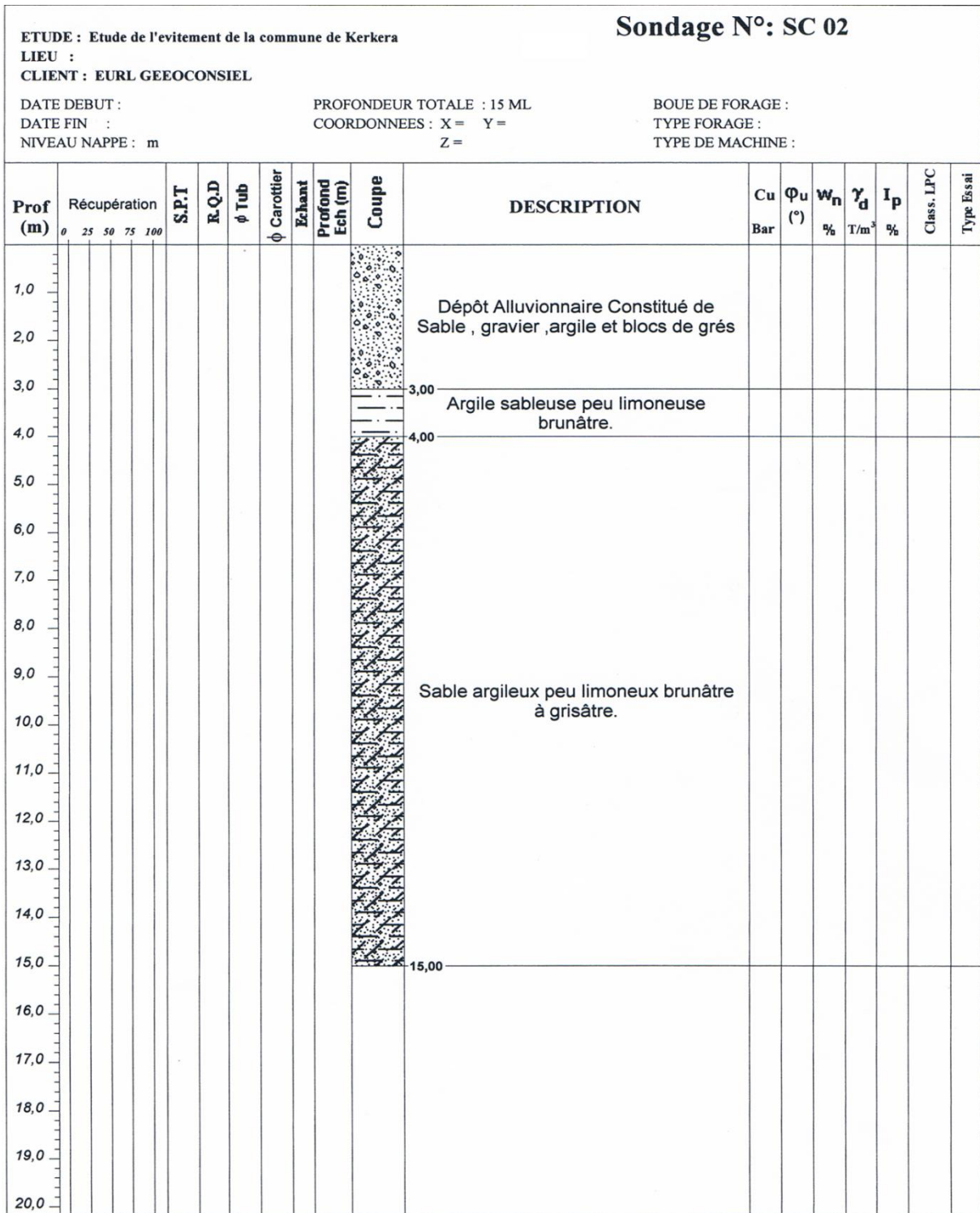


Figure 6. Sondage 02.

Les caractéristiques obtenues grâce aux essais de laboratoire indiquant un sol dense légèrement humide et peu plastique.

L'agressivité du sol est nulle selon la norme NF Pi 8-011.

Les valeurs des essais de Cisaillements ((p, C) montre que le sol en place à une texture mixte (grenus et fin).

Pour le dimensionnement de corps de chaussées le sol en place à une plasticité moyenne et de faible portance (ICBR<5).

Le sol est proctorable (essais Proctor modifiés) d'une densité sèche maximale compris entre 1.82 t/m^3 et 1.90 t/m^3 et une teneur en eau optimale varie entre 10% et 10.1%.

La région de Kerkera qui est le lieu du projet appartient à la zone de moyenne sismicité (zone IIA). D'après la carte de drainage sismique du terrain zone naturelle (RPA 99 version 2003).

1.5.3. Données hydrologiques

La wilaya de Skikda est située au nord de l'Algérie. Elle est caractérisée par une forte précipitation, ce qui explique l'importance et l'agressivité des crues, donc, il faut prendre en compte les problèmes d'affouillement.

CHAPITRE II

MATERIAUX

CHAPITRE II : MATERIAUX

II. Introduction

Dans tout ce qui suit, le calcul de mon projet sera conforme aux règlements B.A.E .L 91 et B.P.E.L 91. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.1. 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.

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

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenée par les charges.

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraints, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c.-à-d. 500 Kg de Ciment pour 1 m³ de béton).

II.1.1. Résistance caractéristique à la compression

- **Resistance a la compression:**

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ j} \\ f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j} \end{cases}$$

pour les appuis et la dalle:

$$f_{c28} = \begin{cases} 30\text{MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ j} \\ f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j} \end{cases}$$

- **Resistance a la traction:**

Pour un béton âgé de J jours on a :

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \text{Pour les poutres : 2,7 MPA} \\ \text{Pour les appuis et la dalle : 2,4 MPA} \end{cases}$$

- **Constraints admissibles de compression du beton:**

A) ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0,9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

On prend $\theta = 1$ parce que la durée d'application de la combinaison d'actions est supérieure à 24 heures

$$D'où : f_{bu} = \begin{cases} \left. \begin{matrix} 19.83 \\ 17 \end{matrix} \right\} \text{ MPA} \\ \left. \begin{matrix} 25.86 \\ 22.17 \end{matrix} \right\} \text{ MPA} \end{cases}$$

B) E.L.S:

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28}$$

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

- **Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_i = \begin{cases} 48802.07 \text{ MPA} & \text{pour les poutres} \\ 40898.70 \text{ MPA} & \text{pour la dalle et les appuis} \end{cases}$$

- **Module de déformation différée (longue durée)**

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_v = \begin{cases} 16415.24 \text{ MPA} & \text{pour les poutres} \\ 13756.83 \text{ MPA} & \text{pour la dalle et les appuis} \end{cases}$$

➤ **MODULE DE DEFORMATION TRANSVERSALE «G» :**

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1 + \nu)}$$

➤ **COEFFICIENT DE POISSON**

Le coefficient de poisson «ν» représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient «ν» du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré, «ν» devient nul. On retiendra pour les calculs de béton précontraint la valeur :

$$\nu = \begin{cases} 0 \text{ zone non fissurée.} \\ 0.2 \text{ zone fissurée.} \end{cases}$$

II.2. L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

II.2.1. Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40 type 1 avec une limite d'élasticité f_e 400 MPA, leur module d'élasticité E_s est égal à 200000 MPA.

- **La limite élastique :**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s (coefficient de sécurité) tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{dans le cas accidentel ;} \\ 1.15 & \text{dans le cas durable.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite de traction:**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ où $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1,6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$

Tableau 1. Contrainte limite de traction.

- **Diagramme contrainte déformation:**

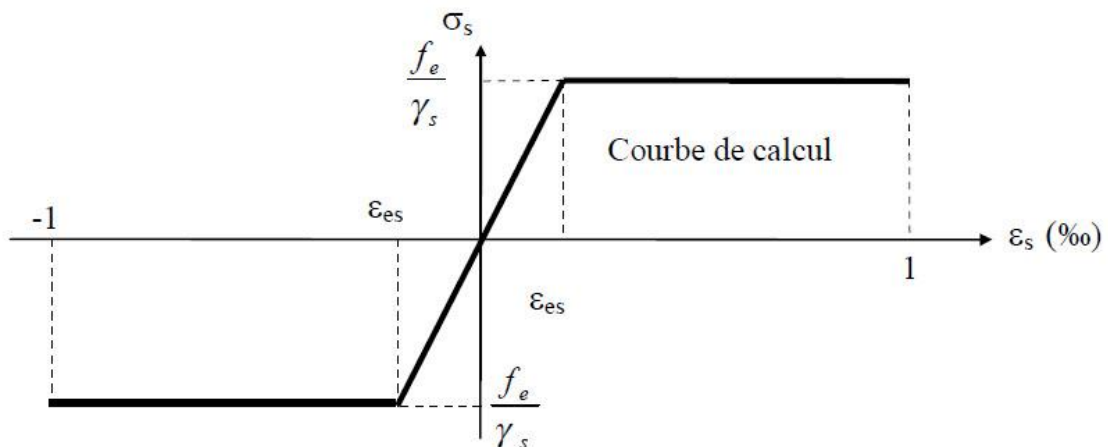


Figure 7. Diagramme contrainte déformation.

II.2.2. Les aciers actifs

Le procédé utilisé est le procédé de « FRESSINET», la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15.

• **Caractéristiques géométriques:**

Poids de 1T15 =1,12 (kg/m).

Section de 12T15 =1668 (mm²).

Force de rupture nominale =252,1 (kN).

Force maximale sous ancrage =241,3 (kN).

Caractères garantis :

$f_{peg} = 1583$ (MPa)

$f_{prg} = 1770$ (MPa)

f_{peg} : limite élastique garantie, à un allongement résiduel de 0,1%.

f_{prg} : limite de rupture garantie.

La contrainte de mise en tension (tension à l'origine) σ_{P0} doit être :

$\sigma_{P0} < \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$.

$\sigma_{P0} < \min (1416, 1424,7)$.

Gaines : Φ_{int} : 80 mm.

Φ_{ext} : 88 mm.

Frottements :

- Coefficient de frottement par unité de longueur: $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$.

- Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}$.

CHAPITRE III

CONCEPTION

CHAPITRE III : CONCEPTION

III.1. Choix du type d'ouvrage

A 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'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leurs modes de construction qui dispose du matériel spécifique.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton précontraint coulée en place vue à la circulation des eaux, ce qui engendre une grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a opté à proposer trois variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

III.1.1. 1er variante : Pont à poutres indépendantes en béton précontraint par post-tension

Ils sont souvent utilisés depuis 1947, se sont largement développés.

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active qui est la précontrainte et soit par prétention ou par post tension. Signalant que la prétention s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension.

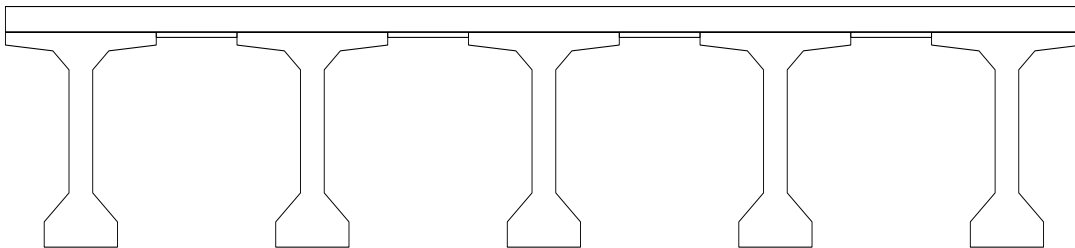


Figure 8. Section transversale.

Avantages : Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

- Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou renforcement coûteux.
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on dispose également d'un équipement fixe de vibration.
- De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage.
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension.
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui est constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

Inconvénients :

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- La pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued.

III.1.2. 2^{ème} variante : Ponts bipoutre mixtes Acier-Béton

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

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes. Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.



Figure 9. Section transversal.

Les Avantages :

Comme des avantages on cite :

- La possibilité de franchir des portées assez importante.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.

Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.
- Manque de documentation.

III.1.3. 3eme Variante: Pont construit par encorbellement (préfabriquée en voussoirs) préfabriqués

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce mode d'exécution. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles ; après l'exécution d'un tronçon (ou voussoir), les câbles de précontrainte achèvent en son extrémité sont mis en tension. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaire à la confection des tronçons suivants .Il a pratiquement le monopole pour les portées allant de 50 à 200m.

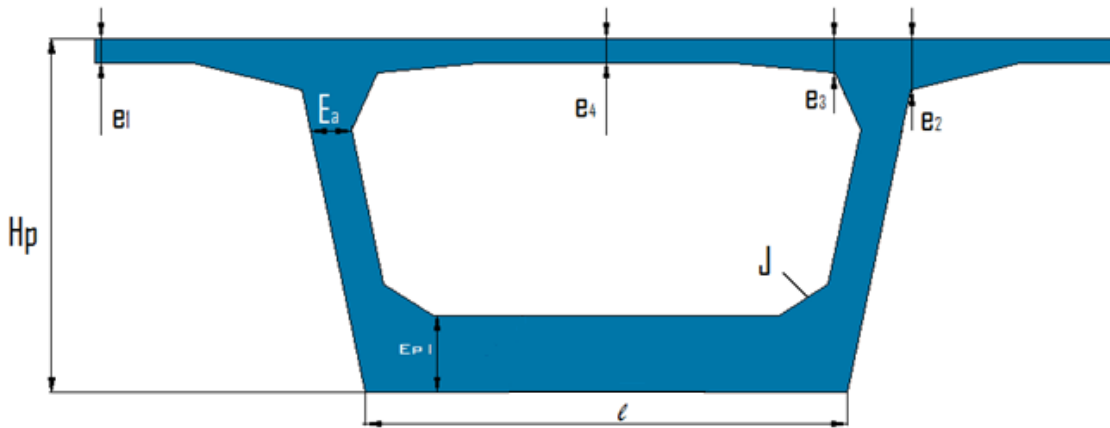


Figure 10. Section transversale d'un caisson.

Les Avantages :

- Rapidité et simplicité de mise en oeuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Possibilité d'extension et de réparation des poutres.

Les inconvénients :

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- Risque de voilement, déversement des poutres.
- Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.

III.1.4. Justification du choix de la variante

L'analyse comparative des trois variantes supposées se résume en quatre aspects majeurs :

Types Critères	Pont à poutres précontraintes.	Pont construit par encorbellement successif.	Pont à tablier mixte.
Economie.	+	-	-
Entretien.	+	+	-
Esthétique.	-	+	-
Exécution.	+	-	+

Tableau 2. Analyse multicritères.

+ : Favorable.

- : peu favorable.

Commentaires :

- **Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif :**

Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Pour l'économie, le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.

- **Pont à tablier mixte :**

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leurs transport. En outre, la nature de franchissant qui est un oued présente un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

- **Pont à poutres précontraintes :**

En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable, ce qu'il n'est pas intéressant car son implantation est en rasa compagne. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, se qui réduit les délais de réalisation et le coûts global du projet.

III.2. Conclusion

En fait il n'y a aucune variante qui répond à toutes les sujétions mais on a tendance à opter pour Le pont à poutres en béton précontraint par post-tension à travées indépendantes qui nous semble celui qui peut satisfaire le mieux les conditions imposées et qui fera l'objet de notre étude.

CHAPITRE IV

**DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
DU TABLIER**

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

IV.1. Prédimensionnement des éléments du tablier

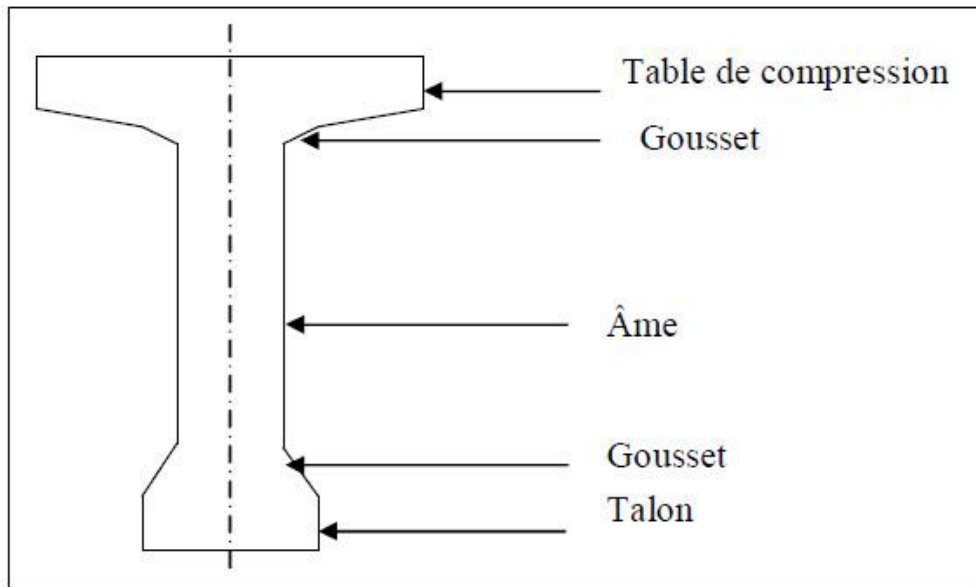


Figure 11. Coupe transversale d'une poutre.

IV.1.1. Définition des poutres

Une poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d'exploitations.

C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

IV.1.2. Hauteur des poutres

L'élançement habituel des tabliers à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) est compris entre le 1/20 et le 1/16.

$$L = 33 \text{ m}$$

$$\frac{L}{20} = 1,65 \text{ m} \leq H \leq \frac{L}{16} = 2,06 \text{ m}$$

en Prend: $H = 1,7 \text{ m}$.

IV.1.3. La tables de compression

Largeur de tables de compression (b) :

$$0.6 H \leq b$$

en Prend: $b = 1,4 \text{ m}$.

Epaisseur de la table de compression e :

en Prend $e = 0.10 \text{ m}$.

IV.1.4. Nombre de poutres

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante : $N = \frac{L_a}{d}$

L_a : c'est entraxe entre les poutres d'extrémité égale 10 m

d : entraxe entre deux poutres $2 \text{ m} \leq d \leq 3,5 \text{ m}$

On prend $d = 2.15 \text{ m}$

$$\text{Donc : } N = \frac{10}{2.15} = 4.65$$

On Prend: $N = 5 \text{ poutre}$.

IV.1.5. Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. On prendra :

α_1 gousset de la table de compression = 6°

α_2 gousset du talon = 45°

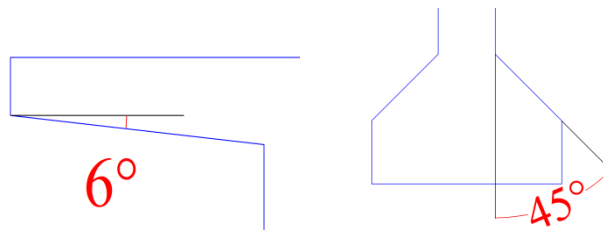


Figure 12. Les angles de gousset.

IV.1.6. La largeur de talon b_{ta}

La largeur de talon b_{ta} :

$$b_{ta} = \frac{L^2 \times d}{H_c^2 \times k_t}$$

avec: $1100 \leq k \leq 1300$

Donc :

$$b_{ta} = \frac{33^2 \times 2.15}{1.7^2 \times 1200} = 0.68 \text{ m}$$

On prend: $b_{ta} = 68 \text{ cm}$.

Epaisseur de talon :

Le talon est au contraire plus massif puisqu'il doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage. Pour cela on prendra $e = 20\text{cm}$.

IV.1.7. Epaisseur de l'âme en travée b_0

$18 \leq b_0 \leq 25$ coffrage métallique

en prend : $b_0 = 22 \text{ cm}$.

IV.1.8. Epaisseur de l'âme à l'about

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande a cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des l'encrages des câbles de précontraints;

Donc : $40 \leq b_0 \leq 50\text{m}$

en prend : $b_0 = 42 \text{ cm}$.

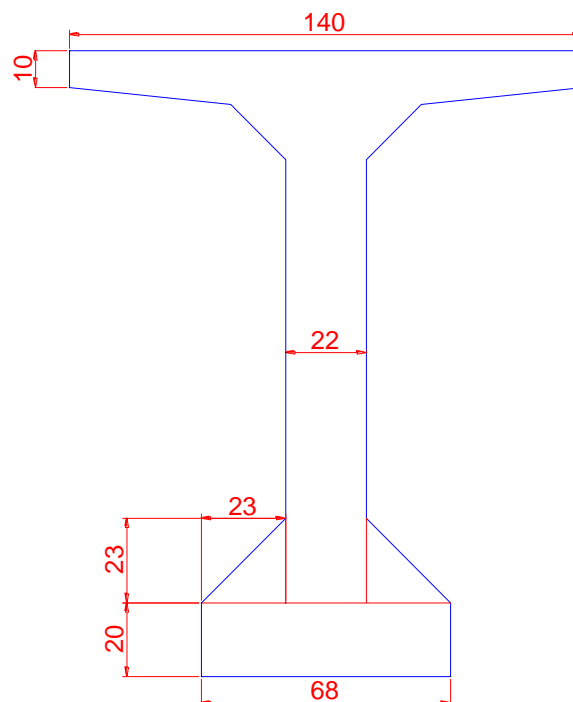


Figure 13. Profil transversal de poutre.

IV.2. Prédimensionnement de l'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalettes en mortier de fibres ou en béton armé.

Hourdis (la dalle) h_0 : $20 \leq h_0 \leq 30$.On fixe : $h_0 = 20$ cm.

IV.3. Les équipements d'un pont

IV.3.1. Définition

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

- Etanchéité ;
- La couche de roulement ;
- Les trottoirs ;
- Les corniches ;
- Les dispositions retenues.

IV.3.2. Etanchéité

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été valides.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support, de feuilles, préfabriquées ou non. Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.) Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

- L'adhérence au tablier .
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) .
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement .
- La durabilité.

Dans notre projet on prendra Les chapes épaisses 3 cm (de 3 à 3,5 cm) à base d'asphalte coulé à chaud en bi-couche à haute température (>200°C).

IV.3.3. La couche de roulement

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bon ne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers. Généralement cette couche est composée par un tapé d'enrobés tel que l'épaisseur est variée entre 5et 10cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement

IV.3.4. les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons on isolant la circulation des véhicules, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour facilité la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue:

- Les trottoirs sur caniveau ;
- Les trottoirs en béton maigre ;
- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

Dans notre projet on prendra un trottoir sur caniveau de 30 cm de hauteur et 1,20 m de Largeur.

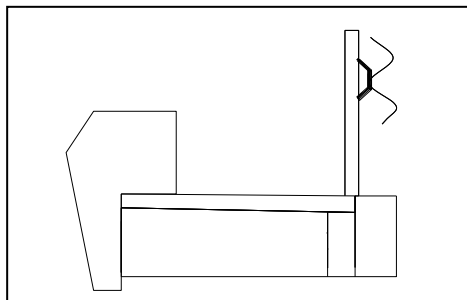


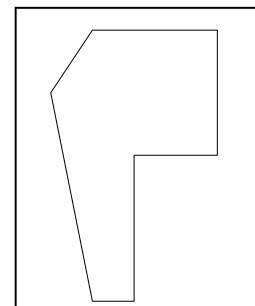
Figure 14. Coupe transversale de trottoir.

IV.3.5. Les corniches

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place ;
- Les corniches en béton préfabriqué ;
- Les corniches métalliques.



Dans notre projet on prendra une corniche de 20 cm de largeur et 75 cm de hauteur

IV.3.6. Assainissement

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

IV.3.7. Joints de chaussée

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

IV.3.8. Les dispositions retenues

- **Les garde-corps :**

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcé parfois difficile à mètre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhiculés légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m avec un maximum de } 1,20 \text{ m.}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet $H = 9.5 \text{ m}$

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.047 m

On prend la hauteur de garde-corps 1m et on utilise la barrière de type BN4

- **Les glissières de sécurité :**

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

IV.4. Les caractéristiques de l'ouvrage

- La portée de l'ouvrage.....33 m.
- Hauteur des poutres.....1,70 m.
- Le nombre des poutres5 poutres.
- L'entre axe de poutres2.15 m.
- Largeur de la chaussée10.5m.
- Largeur des trottoirs1,20 m.
- Largeur totale du pont10 m.
- Epaisseurs du hourdis.....0.20 m.

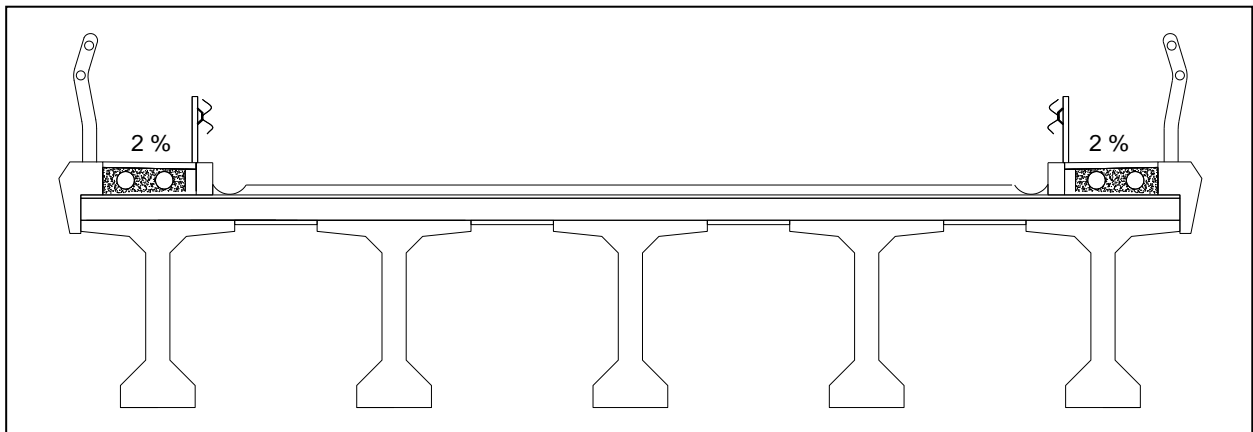


Figure 15. Coupe transversale du tablier.

IV.5. Les caractéristiques géométriques de la poutre

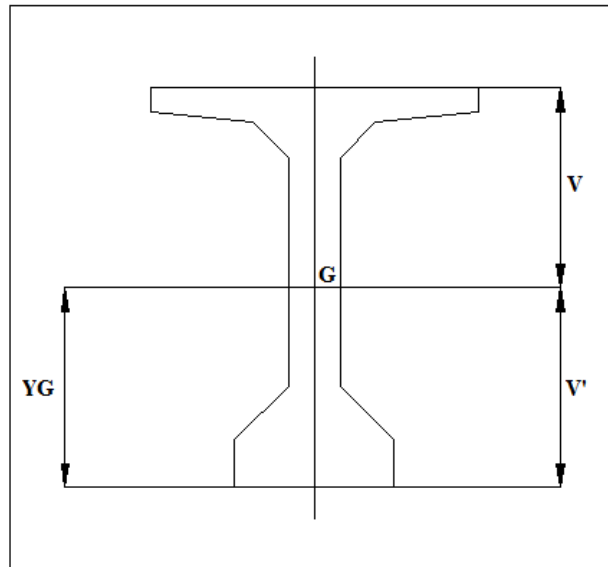


Figure 16. Notation pour la section.

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I/(\Delta)$: moment d'inertie par rapport à Δ

$S/(\Delta)$: Moment statique de la section considérée par rapport à Δ .

$V = \frac{S/(\Delta)}{B}$: Distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$

IG : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

A_i : aire de la section i .

Y_i : position du c.d.g de la section i par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donné par $Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$

B : section de la poutre.

$B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$.

$S/(\Delta) (\text{nette}) = S/(\Delta)(\text{brute}) - 5\% S/(\Delta) (\text{brute})$.

$I/(\Delta) (\text{nette}) = I/(\Delta)(\text{brute}) - 10\% I/(\Delta)(\text{brute})$.

$$\rho = IG / (V \cdot V' \cdot B)$$

IV.5.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée

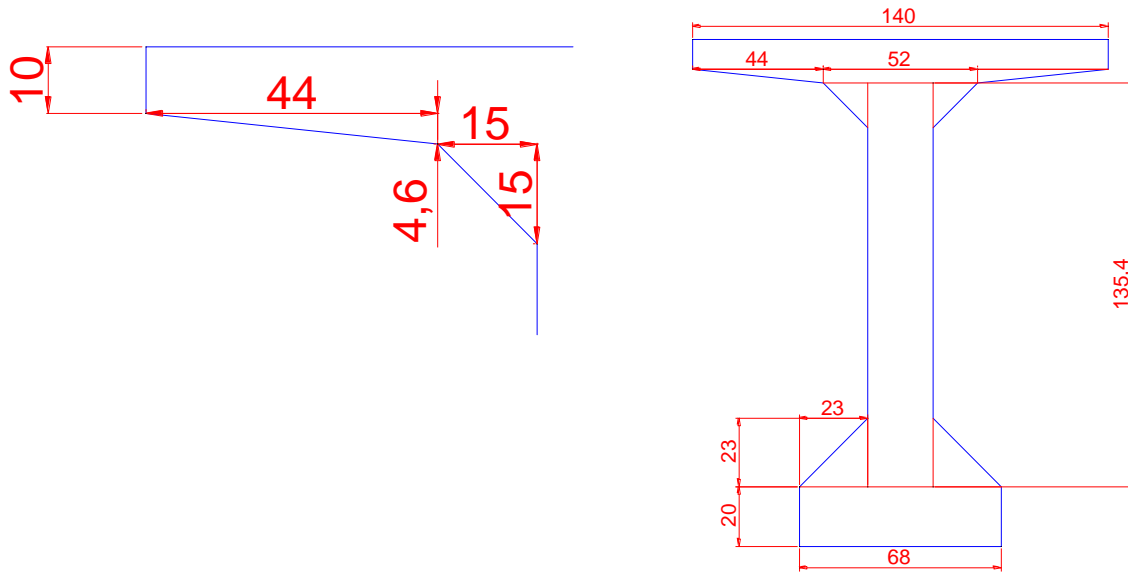


Figure 17. Coupe transversale de la poutre à mi travée.

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	X	Y					
1x1	140	10	1400	165	231000	11666,6667	38126666,7
1x1	52	4,6	239,2	157,7	37721,84	421,789333	5949155,96
1x1	22	135,4	2978,8	77,7	231452,76	4550901,42	22534780,9
1x1	68	20	1360	10	13600	45333,3333	181333,333
1x2	44	4,6	202,4	158,47	32074,328	237,932444	5083056,69
1x2	15	15	225	150,4	33840	2812,5	5092348,5
1x2	23	23	529	27,66	14632,14	15546,7222	420271,715
B brute			6934,4				
B nette			6587,68				
S/Δ brute					594321,068		
S/Δ nette					564605,015		
I/Δ brute						4626920,36	77387613,7
I/Δ nette						4395574,34	77090155,9

Tableau 3. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 594321,068/ 6934,3 = 85,7 \text{ cm}$$

$$V = h- V'$$

$$V = 170 -85,7 = 84,3 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta- S/\Delta x V' = 26454298,2 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times IG = 23808868,4 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 26454298,2 / (85,7 \times 84,3 \times 6934,3)$$

$$\rho = 0,528$$

IV.5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis à mi travée

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	X	Y					
section poutre			6934,4	85,7	594278,08		77387613,7
Section hourdis	215	20	4300	180	774000	143333,333	139463333
B brute			11234,4				
B nette			10672,68				
S/Δ brute					1368278,08		
S/Δ nette					1299864,18		
I/Δ brute							216850947
I/Δ nette							209877780

Tableau 4. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis à mi travée.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 1368278,08 / 11234,4 = 121,79 \text{ cm}$$

$$V = h- V'$$

$$V = 190 - 121,79 = 68.21 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta- S/\Delta x V' = 50208359,7 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times IG = 45187523,7 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V_x V'_x B)$

$$\rho = 50208359,7 / (121,79 \times 68,21 \times 11234,4)$$

$$\rho = 0.538$$

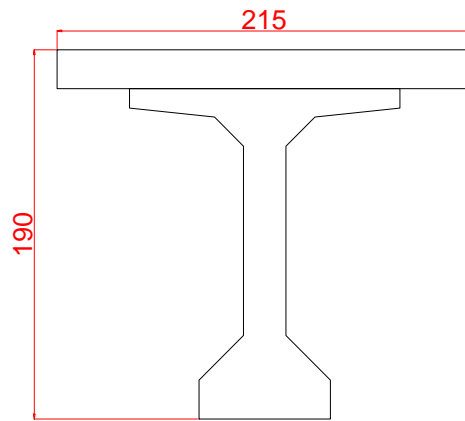


Figure 18. Coupe transversale (poutre + hourdis) à mi travée.

IV.5.3. Caractéristique géométrique DE POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURDIS :

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	x	Y					
section poutre			6934,4	85,7	594278,08		77387613,7
Section hourdis	177,5	20	3550	180	639000	118333,333	115138333
B brute			10484,4				
B nette			9960,18				
S/Δ brute					1233278,08		
S/Δ nette					1171614,18		
I/Δ brute							192525947
I/Δ nette							186769030

Tableau 5. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive à mi travée avec hourdis.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 1233278,08/10484,4 = 117,63 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 190 - 117,63 = 72,37 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V' = 47455446,5 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times IG = 42709901,9 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V_x V'_x B)$

$$\rho = 47455446,5 / (117,63 \times 72,37 \times 10484,4)$$

$$\rho = 0,532$$

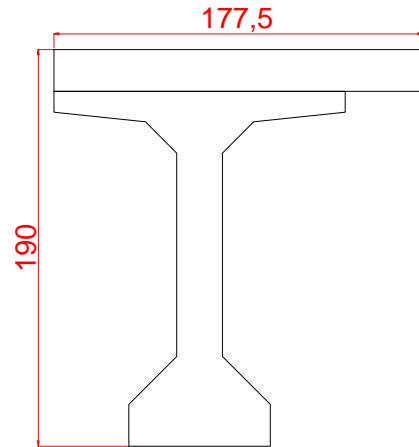


Figure 19. Coupe transversale de la poutre de rive à mi travée avec hourdis.

IV.5.4. Caractéristiques géométriques de la poutre about à mi travée :

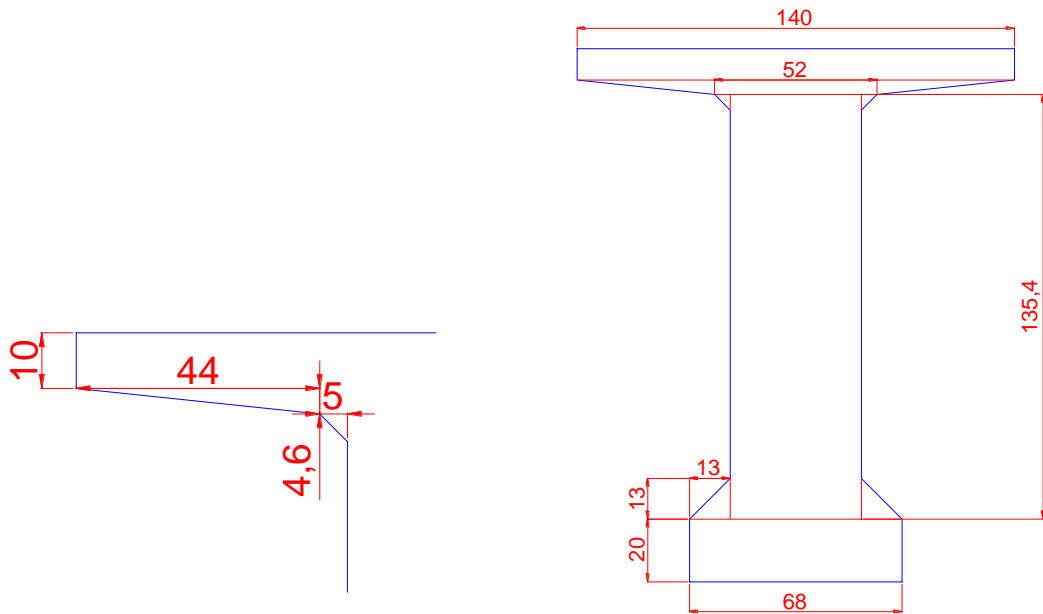


Figure 20. Coupe transversale de la poutre d'about à mi travée.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	x	Y					
1*1	140	10	1400	165	231000	11666,6667	38126666,7
1*1	52	4,6	239,2	157,7	37721,84	421,789333	5949155,96
1*1	42	135,4	5686,8	77,7	441864,36	8688084,52	43020945,3
1*1	68	20	1360	10	13600	45333,3333	181333,333
1*2	44	4,6	202,4	158,47	32074,328	237,932444	5083056,69
1*2	5	5	25	153,73	3843,25	34,7222222	590857,545
1*2	13	13	169	24,33	4111,77	1586,72222	101626,086
B brute			9082,4				
B nette			8628,28				
S/Δ brute					764215,548		
S/Δ nette					726004,771		
I/Δ brute						8747365,69	93053641,6
I/Δ nette						8309997,41	92756183,8

Tableau 6. Caractéristiques géométriques de la poutre about à mi travée.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 764215,548/ 9082,4= 84,14 \text{ cm}$$

$$V = h- V'$$

$$V = 170 - 84,14 = 85.86 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V' = 28752545,4 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times IG = 31164898,9 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 28752545,4 / (84.14 \times 85,86 \times 9082,4)$$

$$\rho = 0.438$$

IV.5.5. Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	x	Y					
section poutre			9082,4	84,14	764193,136		93053641,6
Section hourdis	215	20	4300	180	774000	143333,333	139463333
B brute			13382,4				
B nette			12713,28				
S/Δ brute					1538193,14		
S/Δ nette					1461283,48		
I/Δ brute							232516975
I/Δ nette							225543808

Tableau 7. Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 1538193,14/ 13382,4= 114,94 \text{ cm}$$

$$V = h- V'$$

$$V = 190 - 114,94= 75,06 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V' = 55717055,9 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times IG = 50145350,3 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 55717055,9 / (114,94 \times 75,06 \times 13382,4)$$

$$\rho = 0.482$$

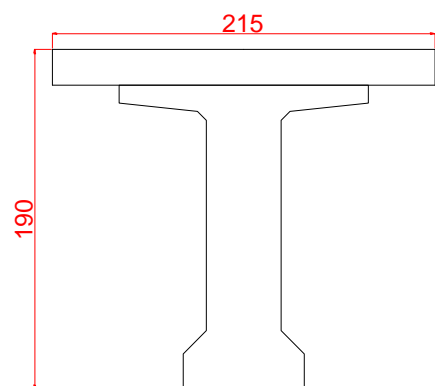


Figure 21. Coupe transversale de la poutre d'about à mi travée avec hourdis.

IV.6.6. Caractéristique géométrique de la poutre section about rive avec hourdis:

Désignation	Dimension		B(cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ²
	x	Y					
section poutre			9082,4	84,14	764193,136		93053641,6
Section hourdis	177,5	20	3550	180	639000	118333,333	115138333
B brute			12632,4				
B nette			12000,78				
S/Δ brute					1403193,14		
S/Δ nette					1333033,48		
I/Δ brute							208191975
I/Δ nette							202435058

Tableau 8. Caractéristiques géométriques de la poutre section about rive avec hourdis.

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 1403193,14 / 12632,4 = 111,08 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 190 - 111,08 = 78,92 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V' = 52325281,4 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times IG = 47092753,2 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 52325281,4 / (111,08 \times 78,92 \times 12632,4) = 0,472\rho$$

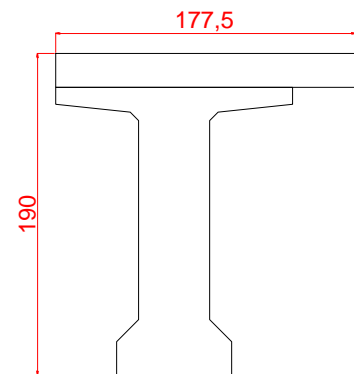


Figure 22. Coupe transversale de la poutre d'about rive avec hourdis.

CHAPITRE V

**CALCUL
DES CHARGES
ET SURCHARGES**

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1. Introduction

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G ;
- La charge routière type A (I) ;
- La charge routière type : B (Bc, Bt) ;
- La charge militaire Mc120 ;
- Convoi exceptionnel : D240 ;
- Surcharges sur trottoirs : ST ;
- Vent w ;
- Température ;
- Force de freinage ;
- Séisme.

V.2. Les charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs (CP) tels que les poutres et la dalle, et le poids des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps(CCP).

V.2.1. Poids propre des poutres

On a pour la moitié de la poutre :

$$PS = PS_1 + PS_2 + PS_3 + PS_4 + PS_5 + PS_6 + PS_7 + PS_8 + PS_9 + PS_{10}.$$

$PS_i = L_i \times \text{poids volumique BP} \times \text{la surface de } S_i$

Tell que L_i : longueur de la section

$$PS_1 = 1,4 \times 0,1 \times 2,5 \times 1 = 0,35 \text{ t/ml}$$

$$PS_2 = 0,52 \times 0,046 \times 2,5 \times 1 = 0,0598 \text{ t/ml}$$

$$PS_3 = 0,22 \times 1,354 \times 2,5 \times 1 = 0,7447 \text{ t/ml}$$

$$PS_4 = 0,68 \times 0,2 \times 2,5 \times 1 = 0,34 \text{ t/ml}$$

$$P_{SS} = \frac{(0,44 \times 0,046)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,0253 \text{ t/ml}$$

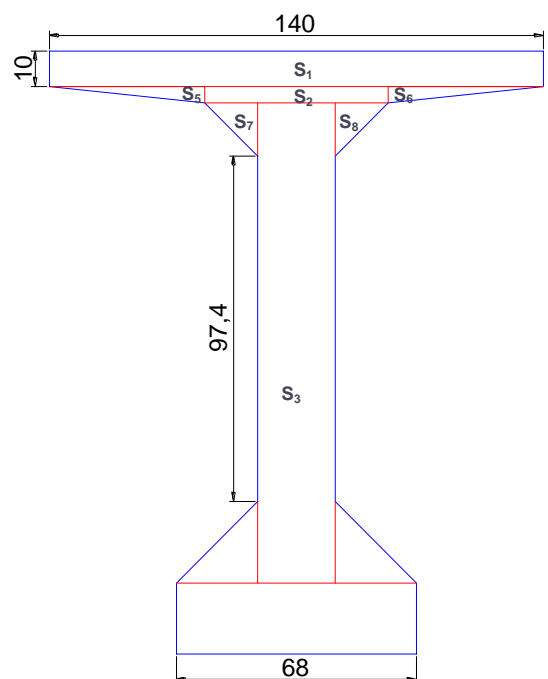


Figure 23. Coupe transversale de la poutre.

$$P_{S6} = \frac{(0.44 \times 0.046)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,0253 \text{ t/ml}$$

$$P_{S7} = \frac{(0.15 \times 0.15)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,028125 \text{ t/ml}$$

$$P_{S8} = \frac{(0.15 \times 0.15)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,028125 \text{ t/ml}$$

$$P_{S9} = \frac{(0.23 \times 0.23)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,066125 \text{ t/ml}$$

$$P_{S10} = \frac{(0.23 \times 0.23)}{2} \times 2,5 \times 1 = 0,066125 \text{ t/ml}$$

Pour la totalité de la poutre: $P_{s \text{ poutre}} = 1.7336 \text{ t/ml}$.

Poids total des poutres est : $P_{s \text{ totale}} = 1.7336 \times 5 = 8.668 \text{ t/ml}$

V.2.2. Poids propre des dalle:

$$P_{\text{dalle}} = 0,2 \times 10 \times 2,5 \times 1 = 5 \text{ t/ml}$$

V.2.3. Poids propre des dalette:

$$P_{\text{dalette}} = 0,04 \times 0.75 \times 2,5 \times 1 = 0.075 \text{ t/ml}$$

Poids total des dalette est $P_{d \text{ totale}} = 0.075 \times 4 = 0.3 \text{ t/ml}$

V.2.4. Poids propre des revêtement et l'étanchéité

$$P_{\text{étanchéité}} = 0,03 \times 10 \times 2,2 \times 1 = 0,66 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{revetement}} = 0,08 \times 7 \times 2,2 \times 1 = 1.232 \text{ t/ml}$$

V.2.5. Poids propre du Trottoir

- **Poids des trottoirs :**

$$P_{\text{trottoirs}} = \left(\frac{0.3 + 0.294}{2} \right) \times 1 \times 2,5 \times 1 = 0.7425 \text{ t/ml}$$

- **Poids des Corniches :**

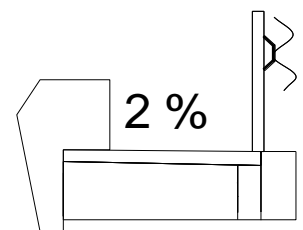
$$P_1 = \left(\frac{0,1 \times 0,15}{2} \right) \times 2,5 \times 1 = 0.01875 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = \left(\frac{0,1 \times 0,50}{2} \right) \times 2,5 \times 1 = 0.0625 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = (0,3 \times 0,3) \times 2,5 \times 1 = 0.225 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = (0,1 \times 0,35) \times 2,5 \times 1 = 0.0875 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{corniche}} = 0.39375 \text{ t}$$



- **Poids des garde-corps :**

On utilise la barrière de type BN4

Le poids de la barrière BN4 est P garde-corps = 0,065 t/ml

- **Poids des Glissière de sécurité :**

PG=0,06 t/ml

V.2.6. Poids totale du tablier

$G_{\text{totale}} = 8.668 + 5 + 0.3 + (0,66 + 1.232) + (0,7425 \times 2) + (0,39375 \times 2) + (0,065 \times 2) + (0,06 \times 2) = 18.3825 \text{ t/ml}$.

V.2.7. Moment fléchissant

G = 18,3825 t

$$R_1 = R_2 = R_{\text{GMAX}} = \frac{q \times l}{2} = \frac{606,6225}{2} = 303,311 \text{ t}$$

$$M_{\text{GMAX}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{18,3825 \times 33^2}{8} = 2502,318 \text{ t}$$

V.3. Surcharges des ponts routiers : fascicule 61 titre II

V.3.1. Caractéristiques du pont

- Largeur chargeable : LC = 6 m
- Largeur roulable : LR = 7 m
- Nombre des voies :

Il est égal à la partie entière de la fraction $\frac{LC}{3}$: $N = \frac{LC}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ Voies}$

- Classe du pont : LR \geq 7 m \Rightarrow Pont de a première classe

On distingue :

- La surcharge de type A (L).
- Système B1 (BC, Br.)
- La surcharge militaire Mc 120.
- la surcharge D 240.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dus au vent et au séisme.

V.3.2. Système de charge A(l) :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$A(l) = \left[230 + \frac{36000}{L + 12} \right]$$

L: la portée

Pour les ponts comportant des portée unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égal au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients résultant de l'application des tableaux suivant :

a_1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0,9	-	-	-
	3 ^{ème}	0,9	0,8	-	-	-

Tableau 9. Valeurs du coefficient a_1 .

Donc $a_1=1$

- **La largeur d'une voie L_v :**

$$L_v = \frac{L_c}{n} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

a_2 : est calculé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{L_v}$$

Classe du pont	Valeurs de V_0
1 ^{ère}	3,5
2 ^{ème}	3
3 ^{ème}	2,75

Tableau 10: Valeur de V_0 .

$V_0 = 3,5$ (pont 1^{ère} Classe)

$$a_2 = \frac{3,5}{3}$$

Donc $a_2 = 1.1667$

$$A(l) = \left[230 + \frac{36000}{33 + 12} \right] = 1030 \text{ kg/m}^2$$

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

Pour une voie chargée :

$$a_1 = 1$$

$$A_1 = 400 - 0,2 \times L = 393,4 \text{ kg/m}^2$$

$$A_1 = a_1 \times A(l) = 1030 \text{ kg/m}^2$$

Donc $A_1 = 1030 \text{ kg/m}^2$

$$a_2 = 1.1667$$

$$A_2 = a_2 \times A_1 = 1201,7 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L_1) = 1201,7 \times 3 = 3,6051 \text{ t/ml}$$

Le tableau suivant donne la valeur de A(l) en fonction de nombre de voies chargées

Nombre de voies	A(L) (t/ml)
1 voie	3,6051
2 voies	7,2102

Tableau 11: Valeur de A(l).

V.3.3. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camion types.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems
- Le système Br se compose d'une roue isolée.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques

V.3.3.1. Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieu arrière12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement10,5 m.
- Largeur d'encombrement2,5 m.
- Distance des essieux arriere1,50 m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arriere4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2 m.

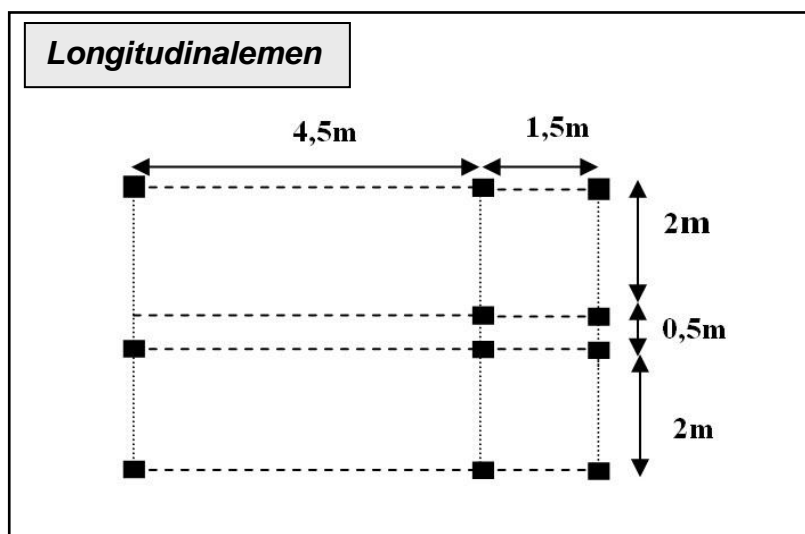
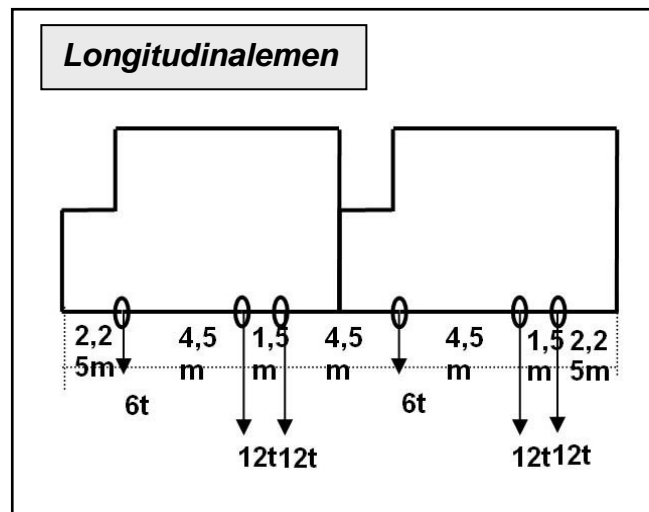
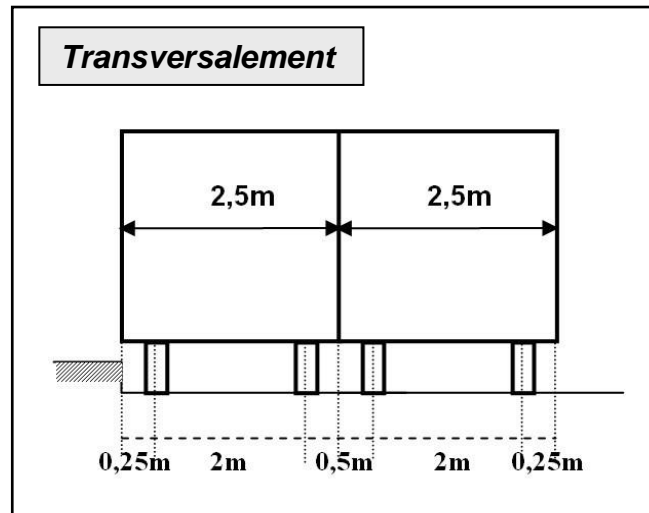


Figure 24. Système – BC.

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

Disposition dans le sens transversal : nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si calà est géométriquement possible, les files peuvent être ou non accolées.

Disposition dans le sens longitudinal : le nombre des camions par file est limité à deux , la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Nota : Les charges du système Bc sont frappées de majoration dynamique, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

Nombre de files Considérées		1	2	3	4	≥ 5
b_c	1ère classe	1,1	1,2	0,95	0,8	0,7
	2ème classe	1,0	1,0	-	-	-
	3ème classe	1,0	0,8	-	-	-

Tableau 12. Valeur du coefficient b_c .

$$L = 33 \text{ m}$$

$$G = 606,6225 \text{ t.}$$

S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

$$S = n_{\text{camion}} \times P \times b_c (\text{Camion de 30t})$$

- **Une voie chargée :** ($b_c = 1,2$)

$$S_1 = 2 \times 30 \times 1,2$$

$$S_1 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{606,6225}{72}}$$

$$\delta_1 = 1,0699.$$

- Deux voies chargées :(b_c = 1,1)

$$S_2 = 4 \times 30 \times 1,1$$

$$S_2 = 132 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1,0836$$

N ^{bre} de voies	b _c	Charge par essieux en (t)		
1	1,2	E.AV	1 × 6 × 1,2 × 1,0699	7,70
		E.AR	1 × 12 × 1,2 × 1,0699	15.40
2	1,1	E.AV	2 × 6 × 1.1 × 1,0836	14.30
		E.AR	2 × 12 × 1.1 × 1,0836	28.60

Tableau 13: Valeur de BC.

V.3.3.2. Système Bt

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2ère classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristique suivantes :

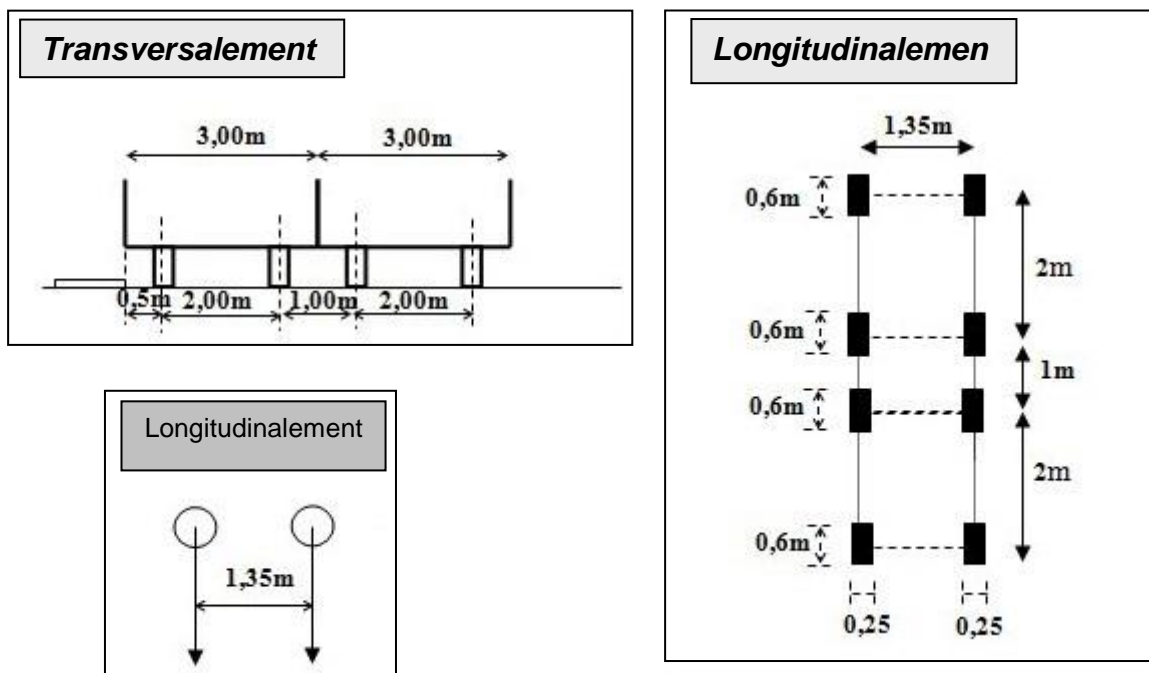


Figure 25. Système - Bt.

Les valeurs des charges du système Bt prise en compte son multiplié par le coefficient bt.

Les charges du système Bt sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 33 \text{ m}$$

$$G = 606,6225 \text{ t.}$$

Classe de pont	1ère Classe	2ème Classe
B _t	1	0,9

Tableau 14. Valeurs du coefficient bt.

Note : lorsqu'il s'agit d'un pont de la 3ème classe le coefficient bt n'a pas de valeur.

b_t = 1 pour les ponts du première classe .

Désignation	S	Bt	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1.06	33,92
2 Tandems	64	1	1.068	68,352

Tableau 15. Valeurs de Bt.

V.3.4. Système militaire : MC₁₂₀

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules MC 120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est environ de 36,6 m.

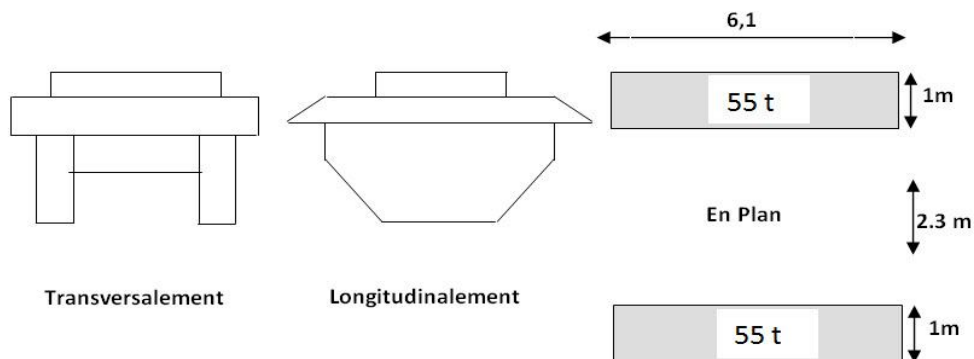


Figure 26. Système - MC₁₂₀.

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$L = 33 \text{ m.}$$

$$G = 606,6225 \text{ t.}$$

$$S = 110 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 33)) + 0,6 / (1 + 4 (606,6225 / 110)) = 1,078$$

$$Q = 110 \times 1,078 = 118,58 \text{ t.}$$

$$Q/\text{ml} = 118,58 / 6,1 = 19,43 \text{ t/ml.}$$

V.3.5. Convoi D_{240}

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.

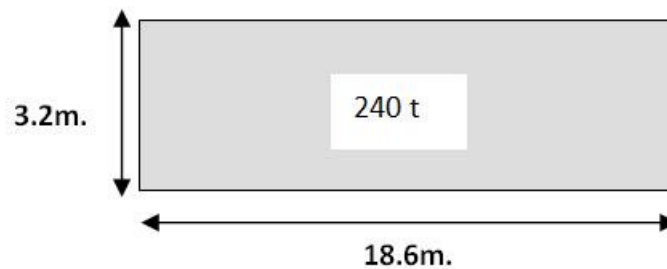


Figure 27: Système - D_{240} .

$$Q/\text{ml} = 240 / 18,6 = 12,90 \text{ t/ml.}$$

V.3.6. Surcharge sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- **Trottoir chargé** : $P_1 = 0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ t/ml.}$
- **Trottoirs chargés** : $P_2 = 0,2175 \times 0,18 = 0,36 \text{ t/ml.}$

V.3.7. Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque : - P = 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service

- P = 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

V.3.8. Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : $\Delta T = \pm 10^\circ$

V.3.9. Forces de freinage

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage = 2 % R_{max}, (R_{max} : la réaction maximale).

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

V.3.9. Le séisme

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en zone IIa

CHAPITRE VI

REPARTITION

TRANSVERSALE

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE

VI.1. Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

ROBOT Millénium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de **ROBOT Millénium** pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de **ROBOT** afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT Millénium permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

- **ROBOT Millenium** peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de noeuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).
- **ROBOT Millénium** permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.
- **ROBOT Millénium** est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

VI.2. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc.), sont directement paramétrés.

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec treize travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20cm d'épaisseur avec 05 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section, elles sont appuyées sur des appuis simples et la dalle comme un élément panneaux.

VI.2.1. Modélisation de la poutre

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La section de la poutre est modélisée par ses dimensions réelles. Elle est définie par le logiciel Auto CAD (format Dxf), puis introduite dans le logiciel Robot,

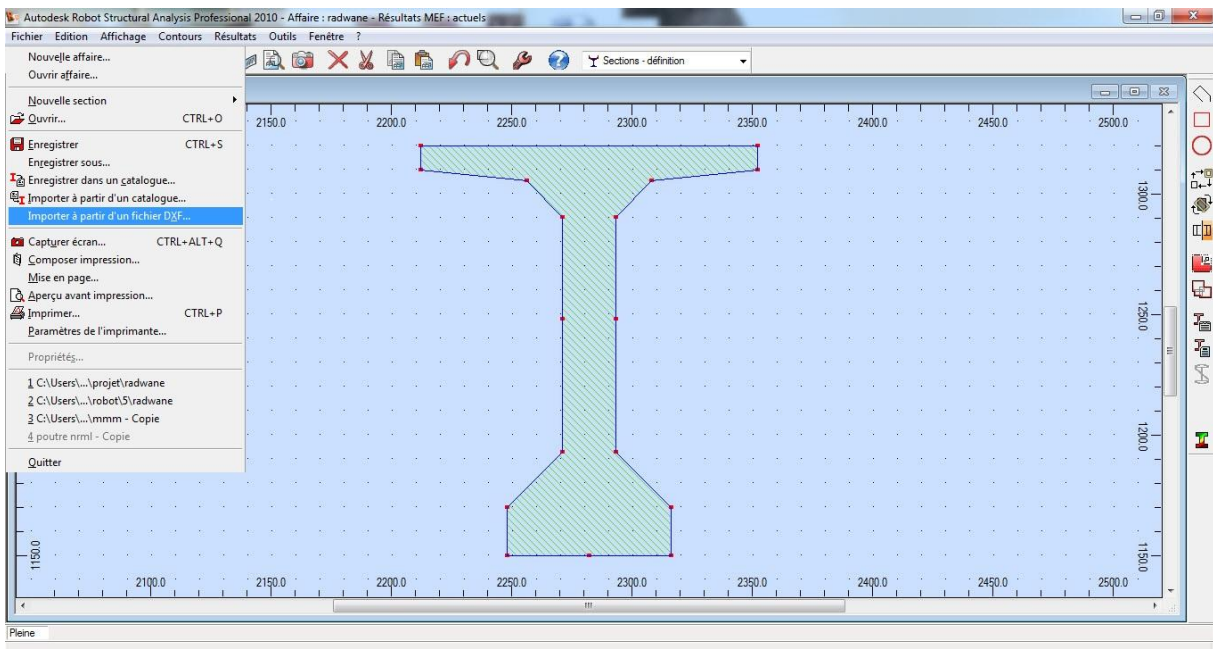


Figure28. Définition la section de la poutre.

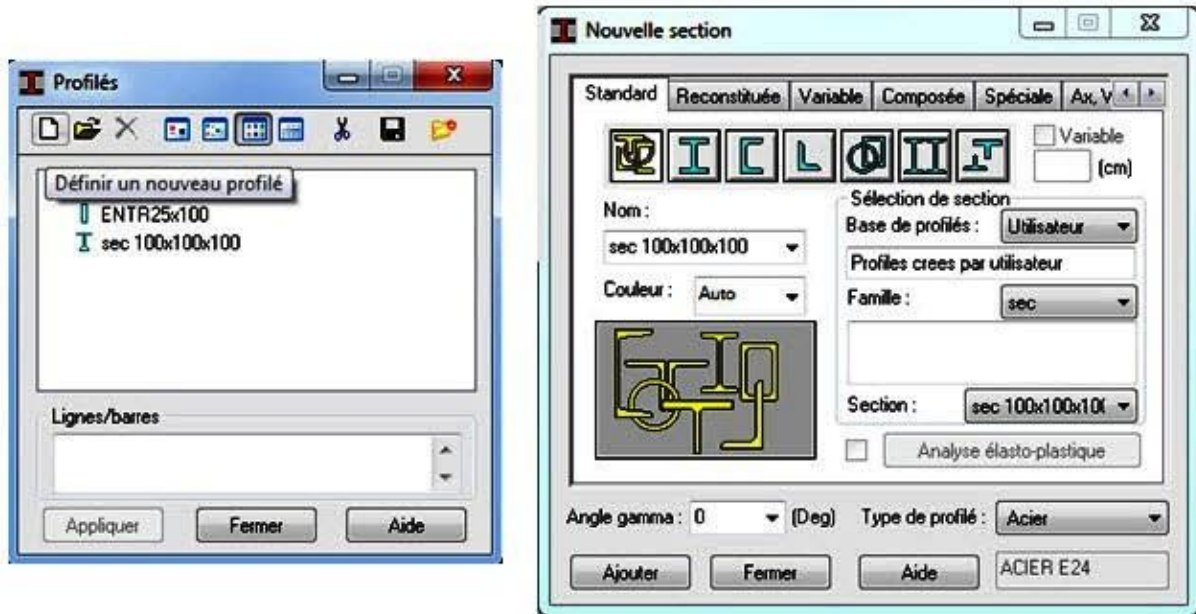


Figure 29. Modélisation de la poutre.

VI.2.2. Modélisation de la dalle

La dalle est modélisée en élément panneau à 4 nœuds.

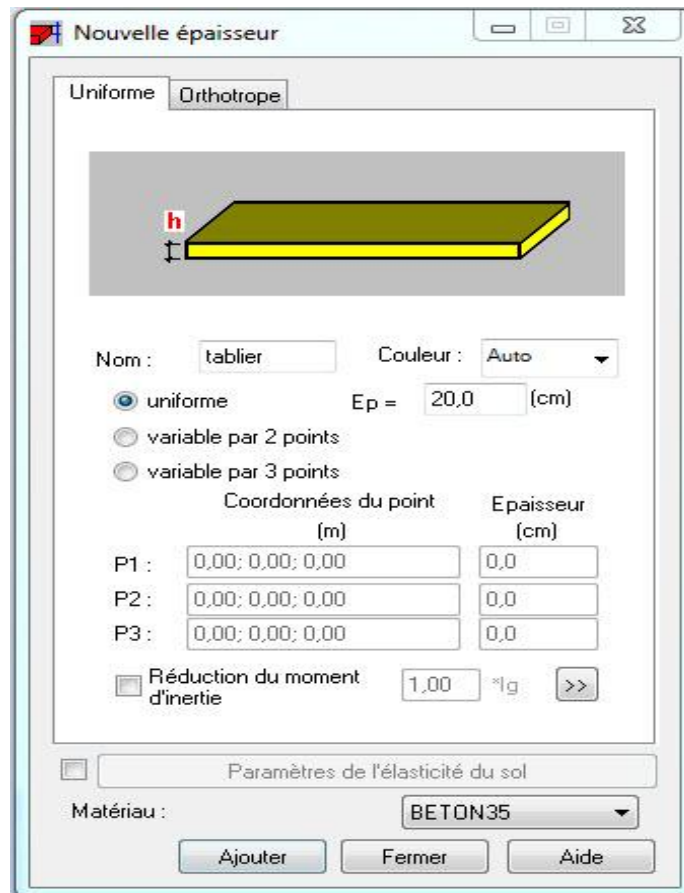


Figure 30. Modélisation de la dalle.

VI.2.3. Modélisation du tablier

Le tablier est modélisé à l'aide du logiciel ROBOT par des poutres et une dalle supportée par cinq appuis.

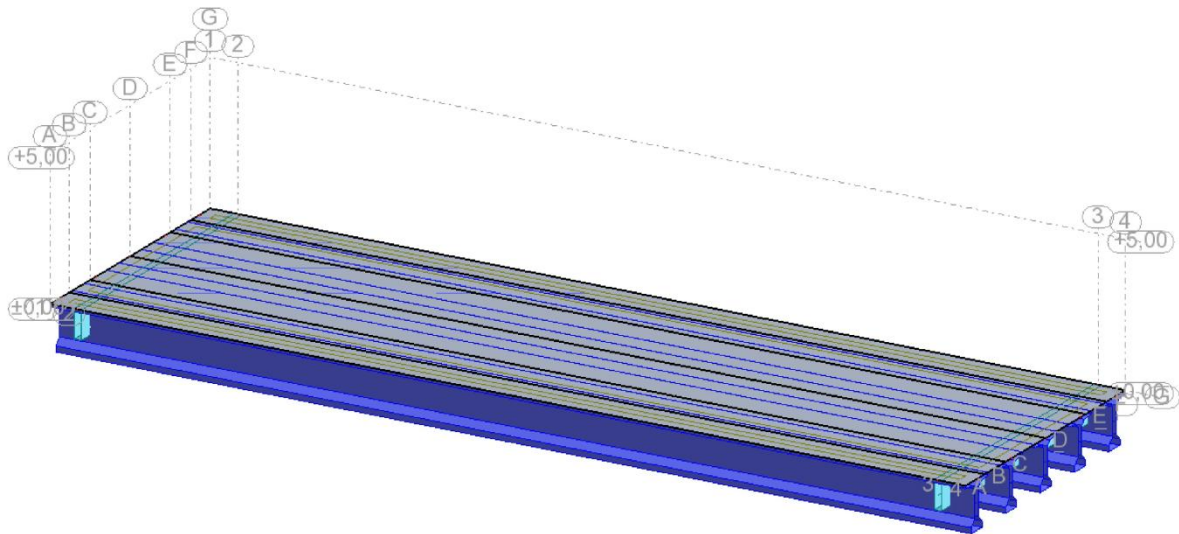


Figure 31. Modélisation du tablier.

VI.3. Définition de différents cas de charge

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

VI.3.1. Système de charge A(l)

$$A(l) = \left\lfloor 230 + \frac{36000}{L+12} \right\rfloor$$

$$A(L) = 1.2 \text{ t/m}^2.$$

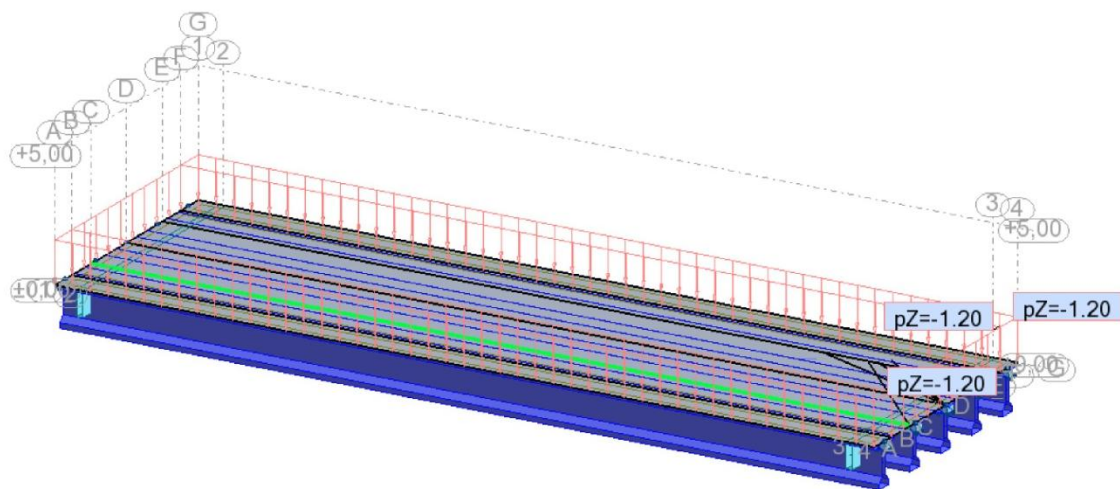


Figure 32: Système de charge A(l).

VI.3.2. Surcharge sur trottoirs

$$Q = 0.15t/m^2.$$

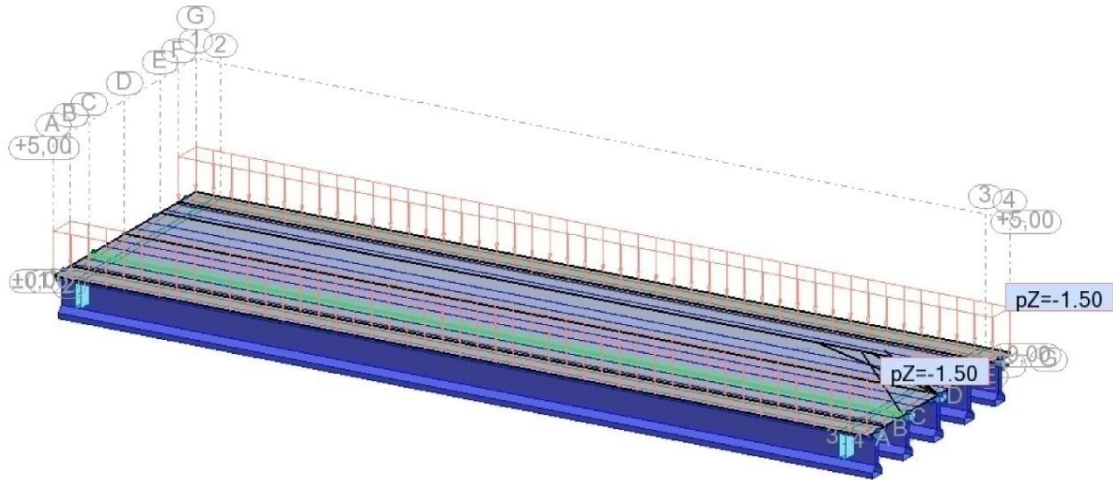


Figure 33. Surcharge sur trottoirs.

VI.3.3. Système de charge Bc

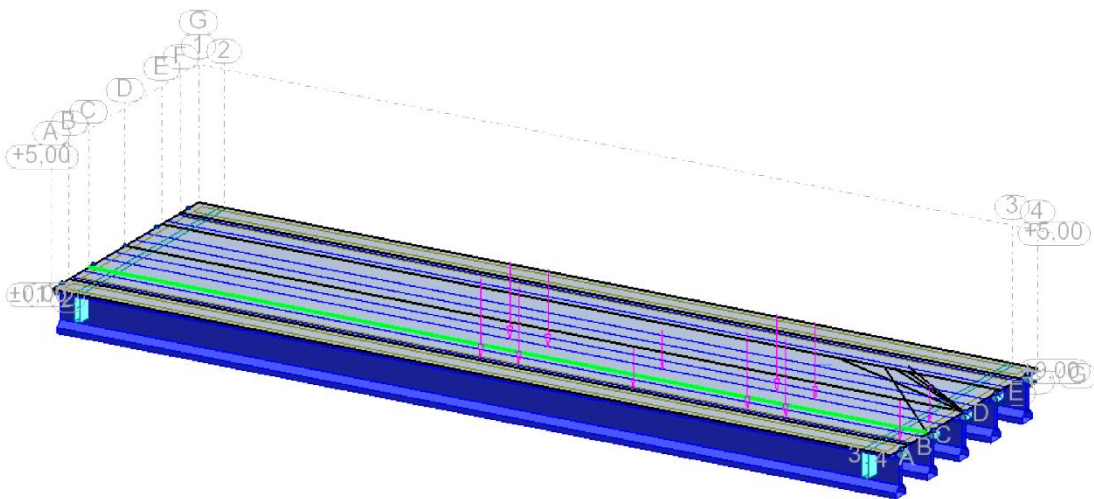


Figure 34. Système Bc.

VI.3.4. Système de charge Bt

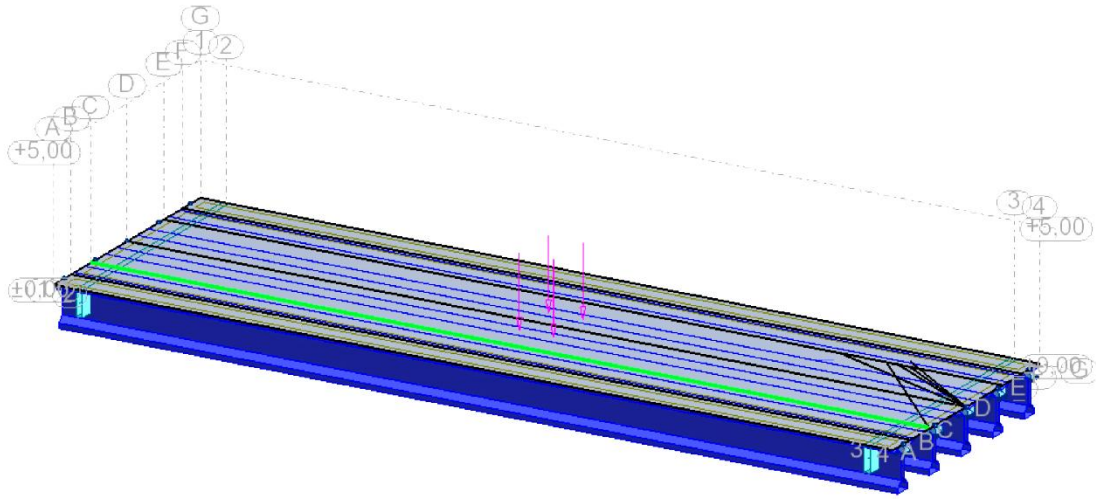


Figure 35. Système Bt.

VI.3.4. Système de charge MC120

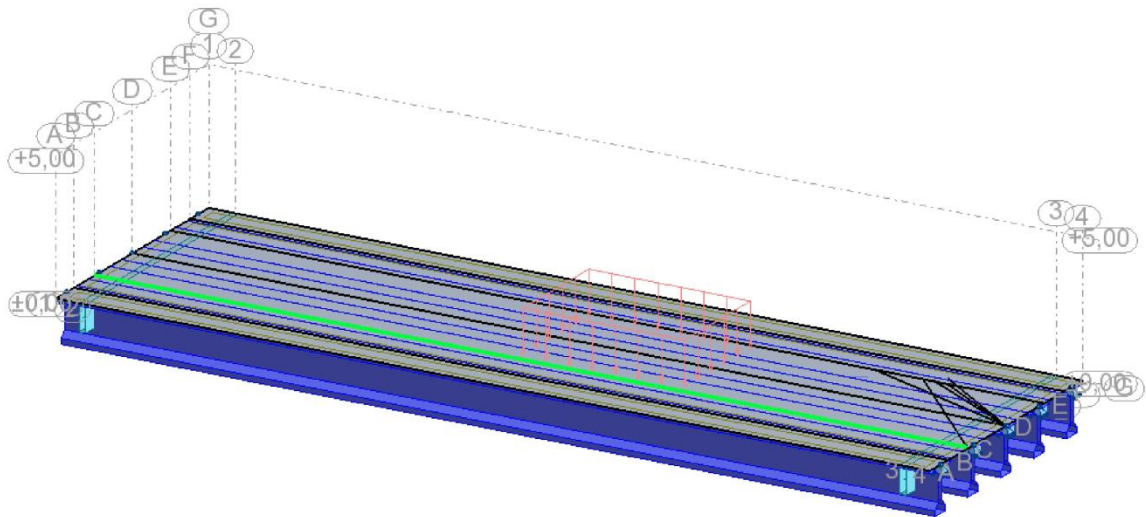


Figure 36. Système MC 120.

VI.3.5. Système de charge D240

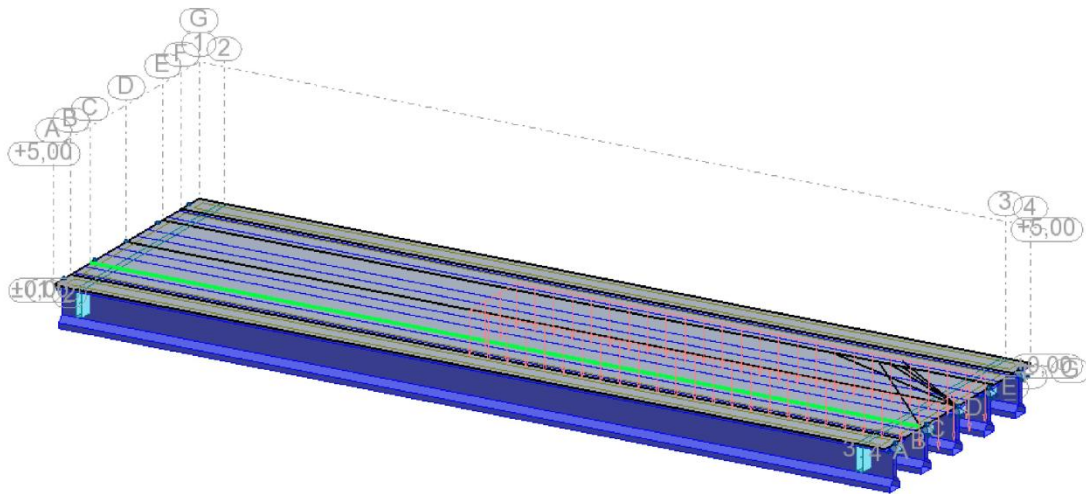


Figure 37. Système D240.

2- les moments max des poutres dans les différentes surcharges :

Poutre 1

Charge	travée	Appui	axe
AL	20.13	0.19	-
BC	170.94	2.43	7.50
BT	16.92	0.13	17.50
MC120	75.35	0.56	14.00
D240	329.36	5.38	7.00

Tableau 16. Les moments max de la surcharge sur poutre 1.

Poutre 2

Charge	travée	Appui	Axe
AL	20.71	0.43	
BC	146.68	1.89	8.00
BT	30.88	0.75	15.50
MC120	126.10	2.77	13.50
D240	284.76	1.44	7.00

Tableau 17. Les moments max de la surcharge sur poutre 2.

Poutre 3

Charge	travée	Appui	Axe
AL	20.97	0.90	
BC	95.03	4.29	9.50
BT	41.68	1.44	15.50
MC120	157.14	6.42	13.00
D240	185.37	8.42	7.50

Tableau 18. Les moments max de la surcharge sur poutre 3.

Poutre 4

Charge	travée	Appui	Axe
AL	20.68	0.44	
BC	45.31	1.23	9.50
BT	31.00	0.77	15.50
MC120	126.09	2.73	14.00
D240	86.06	2.49	7.50

Tableau 19. Les moments max de la surcharge sur poutre 4.

Poutre 5

Charge	travée	Appui	Axe
AL	20.14	0.32	
BC	5.45	3.61	12.50
BT	16.96	0.01	16.00
MC120	75.55	0.15	13.00
D240	10.15	7.04	10.50

Tableau 20. Les moments max de la surcharge sur poutre 5.

Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque fonction en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Système BC	1,6	1,2
M _{C120}	1,5	1
D ₂₄₀	1,5	1
gradient thermique (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0
Surcharge sur les Trottoirs (ST)	1,6	1,2

Tableau 21. Valeurs des coefficients de pondération.

Les combinaisons :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A(l) + ST)$	1
	$1,35G + 1,6(BC + ST)$	2
	$1,35G + 1,5M_{C120}$	3
	$1,35G + 1,5D_{240}$	4
A L'E.L.S	$G + 1,2(A(l) + ST)$	5
	$G + 1,2(BC + ST)$	6
	$G + M_{C120}$	7
	$G + D_{240}$	8

Tableau 22. Combinaisons d'actions à ELU et ELS.

Tableau des éléments de réductions :

Designation	Moment en travée (t.m)	L'effort tranchant aux appuis (t)
ELS		
G +1, 2 (A(l) + St)	406.43	21.46
G +1, 2 (B c + St)	558.60	24.27
G +1, 2 (B c + St) (+ , -)	585.69	24.78
G +M c120	446.00	17.85
G +M c120 (+ , -)	447.96	20.14
G +D240	600.78	24.18
G +D240 (+ , -)	701.92	25.85
ELU		
$1,35G + 1,6A(l) + 1.6ST$	548.11	28.95
$1,35G + 1,6BC + 1.6ST$	750.99	32.70
$1,35G + 1,6BC + 1.6ST (+ , -)$	787.10	33.10
$1,35G + 1,5MC120$	613.11	23.76
$1,35G + 1,5MC120 (+ , -)$	616.04	27.19
$1,35G + 1,5D240$	846.18	33.26
$1,35G + 1,5D240 (+ , -)$	996.98	35.73

Tableau 23. Les éléments de réductions pour la poutre la plus défavorable (poutre 1).

Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donné par la combinaison : G+D240

Les Diagrammes des moments fléchissant:

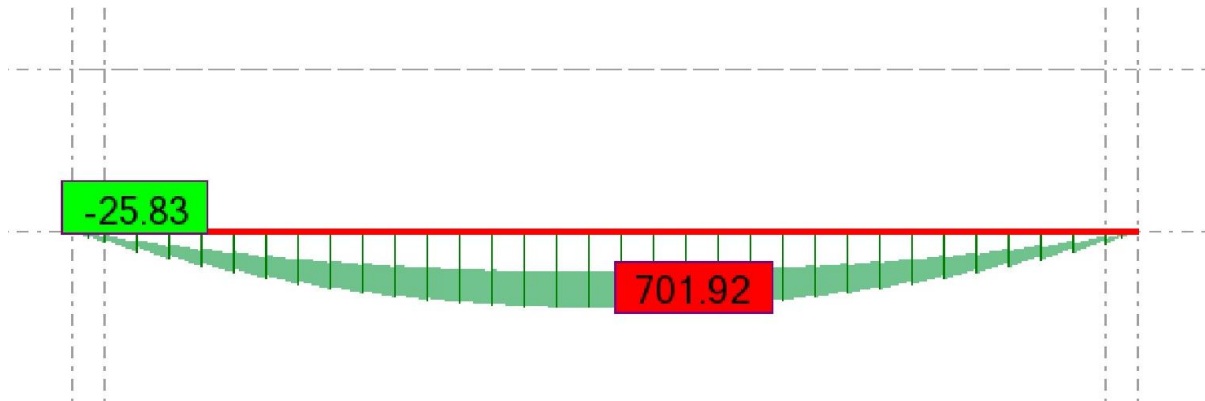


Figure 38. Diagramme des moments fléchissant sous combinaison défavorable à L'ELS.

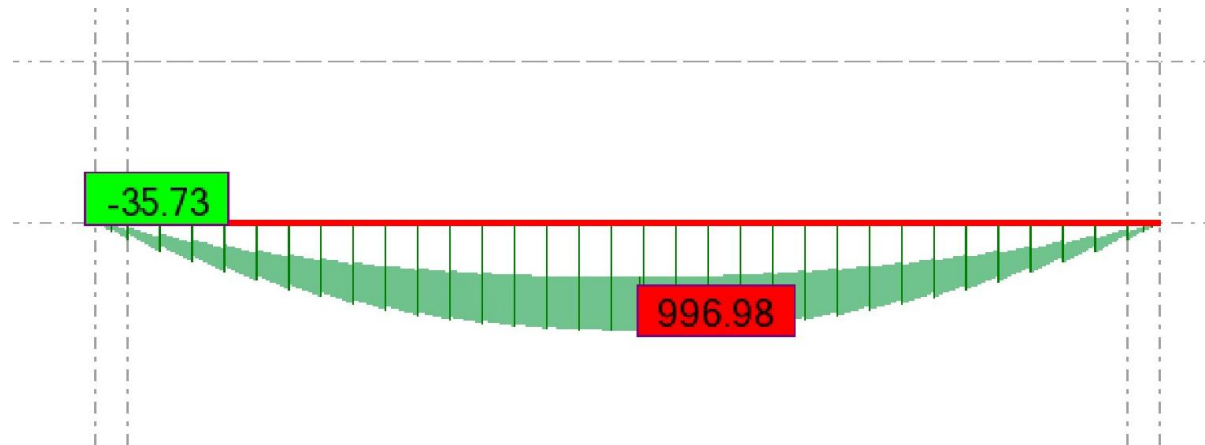


Figure 39. Diagramme des moments fléchissant sous combinaison défavorable à L'ELU.

Les Diagrammes des Efforts Tranchants :

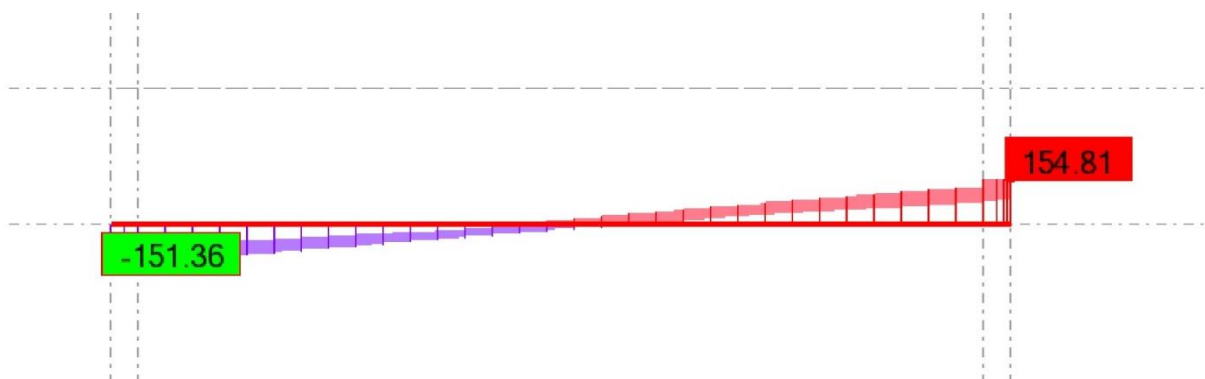


Figure 40. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable à L'ELS.

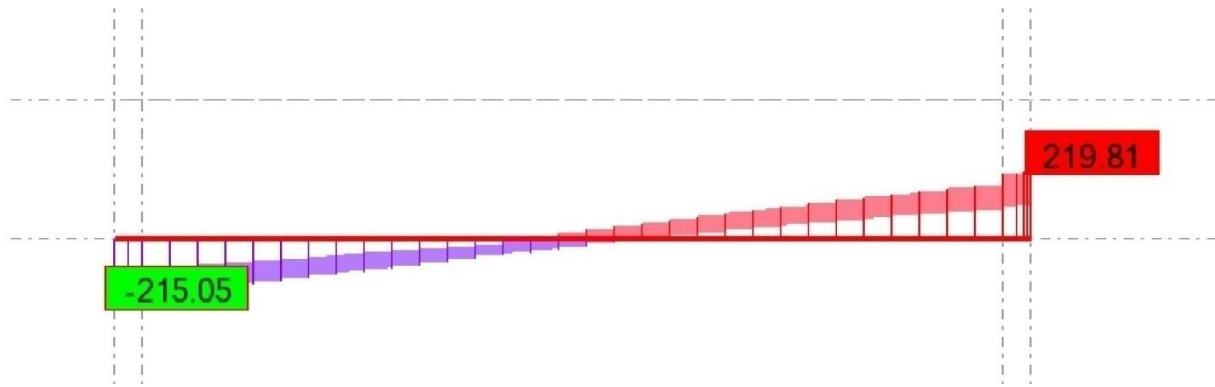


Figure 41. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable à L'ELU.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA

PRECONTRAINTE

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. Procédés de la précontrainte

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la " post-tension ". Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

VII.1.1. Calcul de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- **Phase de mise en tension**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- **Variation dans le temps de la tension dans le câble**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier.

Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

VII.1.2. Mise en œuvre des câbles et ancrages

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée, l'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche,

ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

VII.1.3. Programme de mise en tension des câbles

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement .

(Un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0,9 f_{c28}$ MPA.

VII.1.4. Montage de la précontrainte

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression

manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté par coulis de ciment dont le but est de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VII.1.5. Injection des câbles

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

La recette d'un coulis de ciment : 25 kg de ciment + 6 kg de sable 0/2 mm (tamisé) + 12 litre d'eau + Plastifiant (750g intra plat de Sika).

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Lever la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

VII.1.6. Etude de la précontrainte

VII .1.6.1. Les données

a. Béton

$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$F_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

b. Acier de précontrainte

Câble de 12T15

- $f_{peg} = 1583 \text{ (MPa)}$
- $f_{prg} = 1770 \text{ (MPa)}$
- section pour 1 T15 = 139 mm^2
- diamètre de gaine pour 12 T15 : $\Phi_g = 80 \text{ mm}$

c. Sollicitation

à ELS :

L'effort tranchant à $x = 0$

$$V_{\max} = 154.81 \text{ t}$$

$$V_{\min} = V_G = 45.89 \text{ t}$$

Moment fléchissant ;

$$M_{\max} = 701.92 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = 229.14 \text{ t.m}$$

à ELU :

L'effort tranchant à $x = 0$

$$V_{\max} = 219.81 \text{ t}$$

$$V_{\min} = 1,35 \times 45.89 = 61.95 \text{ t}$$

Moment fléchissant

$$M_{\max} = 996.92 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = 1,35 \times MG = 1,35 \times 229.14 = 309.34 \text{ t.m}$$

VII.2. Détermination du nombre de câble

A l'état limite de service, le moment maximal est donné à mi-travée :

$$M_{\max} = 701.92 \text{ t.m} \quad M_{\min} = 229.14 \text{ t.m}$$

VII.2.1.1. Contraintes admissibles en service

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

} sous combinaison rare

} sous combinaison permanente

VII.2.1.2. Contraintes admissibles en construction

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

} sous combinaison rare

} sous combinaison permanente

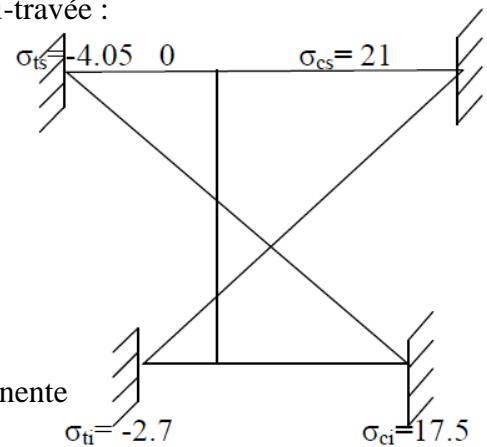


Figure 42. Diagramme des contraintes admissibles en service.

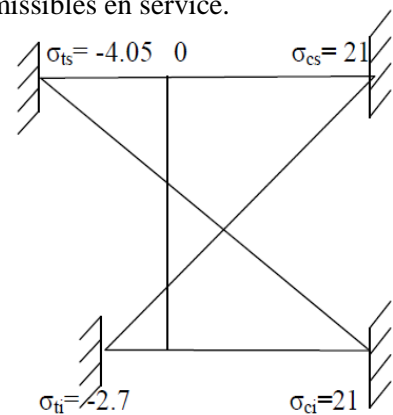


Figure 43. Diagramme des contraintes admissibles en construction.

VII.2.1.3. Les caractéristiques géométriques de la section complète à mi-travée

$$V' = S_{/\Delta} / B$$

$$V' = 1368278,08 / 11234,4 = 121,79 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 190 - 121,79 = 68.21 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V' = 50208359,7 \text{ cm}^4$$

$$I_G/V = 736085.02 \text{ cm}^3$$

$$I_G/ V' = 412253.54 \text{ cm}^3$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 45187523,7 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = I_G / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 50208359,7 / (121,79 \times 68,21 \times 11234,4)$$

$$\rho = 0.538 .$$

$d' = 1.5 \varnothing = 0.12 \text{ m}$ tel que: $\varnothing = 0.88 \text{ mm}$ est le diamètre de la gaine utilisée pour la précontrainte.

- Pour une section sous critique :

$$P_I = \Delta_M / \rho h$$

$$\Rightarrow P_I = (7.0192 - 2.2914) / (0.538 \times 1.90) = 4.62 \text{ MN}.$$

- Pour une section sur critique :

$$P_{II} = M_{MAX} / (\rho v + v' - d')$$

$$\Rightarrow P_{II} = (7.0192) / (0.538 \times 0.6821 + 1.2179 - 0.12)$$

$$\Rightarrow P_{II} = 4.79 \text{ MN}$$

$P_{II} > P_I$: alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

VII.2.1.4. Tension à l'origine

La contrainte de mise en tension (tension à l'origine) σ_{P0} doit être :

$$\sigma_{P0} < \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

$$< \min (1416 , 1424,7).$$

Donc $\sigma_{P0} = 1416 \text{ MPa} .$

VII.2.1.5. Effort à l'origine

$$P_o = A_p \times \sigma_{P0} \text{ où section } A_p (12T15) = 12 \times 139 = 1668 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow P_o = 1668 \times 10^{-6} \times 1416 = 2.362 \text{ MN}$$

$$P_{min} = \text{MAX}(P_I, P_{II}) = 4.79 \text{ MN}$$

NB : Estimation des pertes à 25%.

$N = P_{MIN} / 0.75 P_o = 2.70$ Alors, on prend **3 câbles de 12T15.**

VII.2.1.6. Les Caractéristiques de la poutre seule à mi travée

$$B_{nette} = 6587,68 \text{ cm}^2$$

$$V' = S_{/\Delta} / B$$

$$V' = 594321,068 / 6934,3 = 85,7 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 170 - 85,7 = 84,3 \text{ cm}$$

$$IG = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V' = 26454298,2 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times IG = 23808868,4 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 26454298,2 / (85,7 \times 84,3 \times 6934,3)$$

$$\rho = 0,528$$

$$e_0 = - (V' - d') = - 0,737 \text{ m}$$

$$\sigma_{sup} = M_{MIN} V / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 V / I_{GN}) \geq -1,5 f_{t28}$$

$$\sigma_{inf} = M_{MIN} (V') / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 (V') / I_{GN}) \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} = 7,30 + P (1,541) \geq -4,05 \text{ et } \sigma_{inf} = 7,42 + P (1,53) \leq 21.$$

Alors : $P \geq 736,5$ et $P \leq 888,2 \text{ t}$.

Donc : $P = 736,5 \text{ t}$ et $P_0 = 236,2 \text{ t}$.

$N = P / P_0 = 3,11 \approx 3 \text{ câbles de } 12T15$.

VII.2.2. Vérification des contraintes normales

$$\sigma = M_P \cdot V / I_{GN} + N / B_n + M_g \cdot V / I_{GN} \leq \sigma_{max}$$

Telles que :

- σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.
- F : force de précontrainte ($F = P_0 \times \text{pertes en } \% \times \text{ mise en tension } \%$).
- M_P : moment dû à la précontrainte ($M = F \times \text{le nombre de câbles considérés} \times e$).
- N : effort de la précontrainte ($N = \text{nombre de câbles} \times F$).
- M_g : moment dû au poids propre.
- σ_{max} : contraintes maximale.

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

Première étape :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.
 $f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log (7+1) = 21,65 \text{ Mpa} = 216,5 \text{ bars}$.
- $\sigma_{max} = 229,5 \text{ bars}$ ($\sigma_{max} = 0,6 f_{cj}$) en construction.

Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ bars}$.
- $\sigma_{\max} = 210 \text{ bars}$.

Troisième étape :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du troisième câble est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 350 \text{ bars}$.
- $\sigma_{\max} = 175 \text{ bars}$. ($\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj}$) en exploitation la combinaison quasi permanente.

Cinquième étape :

L'ouvrage est en service.

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 350 \text{ bars}$.
- $\sigma_{\max} = 210 \text{ bars}$. ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en exploitation la combinaison est fréquente.

Vérification : l'objectif principal sur le chantier est de mettre tous les câbles à l'about.

Première étape : (Mise en tension à 50%).

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$F_1 = F_2 = F_3 = 236.2 \times 0,5 \times 0,9 = 106.29 \text{ t.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 106.29 \times -0,737 = -235 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = 235 \times 0,84 / 0,238 = -858.26 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 235 \times 0.85 / 0,238 = 839.28 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3 \times 106.29 = 318.87 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 318.87 / 0,65 = 490.56 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 318.87 / 0,65 = 490.56 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

Moment dû au poids propre de la poutre $Mg = 235.99 \text{ t.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 235.99 \times 0,84 / 0,238 = 832.90 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = -235.99 \times 0,85 / 0,238 = -842.82 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-858.26 + 470.56 + 832.90) 10^{-1} = 44.52 < 123 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (839.28 + 490.56 - 842.82) 10^{-1} = 48.7 < 123 \text{ bars. Vérifiée.}$$

Deuxième étape : (Mise en tension à **100%**).

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$F_1 = F_2 = F_3 = 236.2 \times 1 \times 0,8 = 188.96 \text{ t.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 188.96 \times -0,8558 = -417.79 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -417.79 \times 0,84 / 0,238 = -1474.55 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 417.79 \times 0,85 / 0,238 = 1492.10 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3 \times 188.96 = 566.88 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 566.88 / 0,65 = 872.12 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 566.88 / 0,65 = 872.12 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

Moment dû au poids propre de la poutre $Mg = 253.99 \text{ t.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 235.99 \times 0,84 / 0,238 = 832.90 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 235.99 \times 0,85 / 0,238 = -842.82 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-1474.55 + 872.12 + 832.90) 10^{-1} = 23.04 < 210 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (1492.10 + 872.12 - 842.82) 10^{-1} = 152.1 < 210 \text{ bars. vérifiée.}$$

NB : Puisque les trois câbles ne peuvent pas se loger à l'about alors, on positionne deux câbles à l'about de la poutre et le troisième à son extrados. de la même manière pour les étapes qui restent on remplit le tableau suivant :

Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
F (t)	106.29	188.96	188.96	177.15	177.15
Mp (t.m)	-235	-417.79	-484.87	-579.28	-579.28
N (t)	318.87	566.88	566.88	531.45	531.45
Mg (t.m)	235.99	235.99	382.31	382.31	502.48
v(m)	0.84	0.84	0.84	0.68	0.68
v'(m)	0.85	0.85	0.85	1.21	1.21
e_o(m)	-0.737	-0.737	-0.737	-1.09	-1.09
In (m⁴)	0.238	0.238	0.238	0.451	0.451
Bn (m²)	0.65	0.65	0.65	1.06	1.06
σ_{sup}(bars)	44.52	23.04	74.89	20.43	38.55
σ_{inf}(bars)	48.7	151.1	99.88	102.98	70.74
σ_{max}(bars)	123,00	210.00	210.00	175.00	210.00
vérification)	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 24. Vérifications des contraintes normales.

• **Conclusion :**

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

VII.2.3. Disposition des câbles:

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 =$ constante.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole de deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$Y' = 2 A X + B.$$

$$Y'' = 2 A.$$

$$A = 4 f / L^2$$

$$B = 4 f / L$$

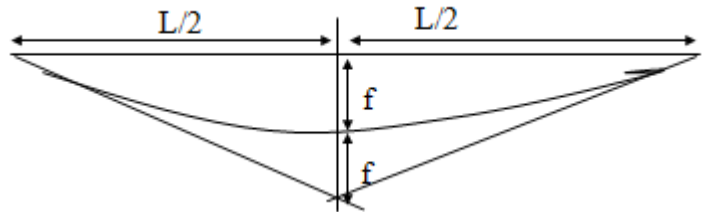


Figure 44. Disposition du câble.

VII.2.3.1. Tracé des câbles 1 et 2 sortants de l'about

$$Y_g = 0,85\text{m.}$$

$$\text{On fixe : } B = 0.70 \text{ m.}$$

$$Y_g = (A_1 + 0.7 + A_1) / 2 = 0,85 \text{ m.}$$

$$A_1 = 0.50 \text{ m.}$$

$$A_2 = 1.7 - (0.7 + 0.50) = 0.50 \text{ m.}$$

a) Tracé du câble n°1 :

$$Y = A X^2 + B X + C$$

$$1) X = 0 \Rightarrow Y_1 = C_1 = 0,85 - 0,35 = 0,50 \text{ m.}$$

$$2) X = 16.5 \Rightarrow Y = 0.12 = A_1 (16.5)^2 + B_1 (16.5) + 0,50.$$

$$3) X = 16.5 \Rightarrow Y_1' = 2 A_1 (16.5) + B_1 = 0 \Rightarrow A_1 = (- B_1) / (16.5 \times 2).$$

$$\text{En remplaçant } A_1 \text{ dans l'équation (2) on a : } - 16.5 B_1 / 2 + B_1 (16.5) = -0,38 \Rightarrow B_1 = - 0,046. \text{ D'où : } A_1 = 1.39 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 1.39 \times 10^{-3} X^2 - 0,046 X + 0,50.$$

$$Y_1' = 2.78 \times 10^{-3} X - 0,046 = - 0.00013$$

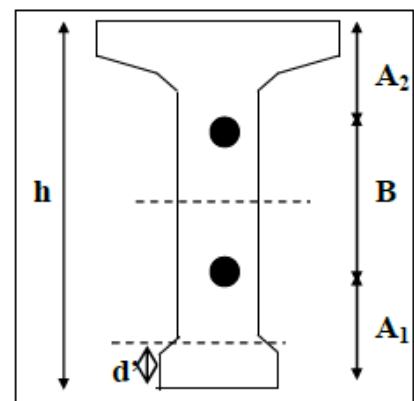


Figure 45. Section d'about.

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

X	Y _i	α(rad)	α°	cos α
0	0,5	0,04606	2,637179712	0,998939426
1	0,455336	0,043268	2,477528482	0,999064086
2,25	0,40343225	0,039778	2,277910586	0,99920896
4,75	0,31271225	0,032798	1,878513592	0,999462194
6	0,273896	0,029308	1,678744159	0,999570551
7,5	0,233075	0,02512	1,438967363	0,999684509
8,25	0,21502025	0,023026	1,319059532	0,999734913
9,5	0,188419	0,019536	1,119187982	0,999809178
12	0,148304	0,012556	0,719368006	0,999921174
13	0,137144	0,009764	0,559418214	0,999952333
14,5	0,125639	0,005576	0,319477956	0,999984454
16,5	0,120071	8E-06	0,000458366	1

Tableau 25. Les abscisses et les angles du câble n° 1.

b) Tracé du câble n° 2

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

1) $X = 0 \Rightarrow Y_2 = C_2 = 0,85 + 0,35 = 1,2 \text{ m.}$

2) $X = 16.5 \Rightarrow Y_2 = 0,12 = A_2 (16.5)^2 + B_2 (16.5) + 1,2.$

3) $X = 16.5 \Rightarrow Y_2' = 2 A_2 (16.5) + B_2 = 0 \Rightarrow A_2 = (- B_2) / (16.5 \times 2).$

En remplaçant A_2 dans l'équation (2) on a : $(- 16.5 B_2 / 2) + B_2 (16.5) = -1,08 \Rightarrow B_2 = -0,13.$

D'où : $A_2 = 3.967.10^{-3}.$

Donc: $Y_2 = 3.967.10^{-3} X^2 - 0,13 X + 1,2.$

$$Y_2' = 7.934.10^{-3} X - 0,13 = \text{tg}\alpha$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau Suivant :

X	Y _i	α(rad)	α°	cos α
0	1,2	-0,13091	-7,458178802	0,991443516
1	1,073057	-0,122976	-7,010805494	0,992447976
2,25	0,925535438	-0,1130585	-6,450384525	0,993615693
4,75	0,667682938	-0,0932235	-5,325920177	0,995657836
6	0,557352	-0,083306	-4,762086403	0,996532061
7,5	0,44131875	-0,071405	-4,08427309	0,997451746
8,25	0,389996438	-0,0654545	-3,74492458	0,997858619
9,5	0,31437675	-0,055537	-3,178770235	0,998458217
12	0,200328	-0,035702	-2,044705466	0,999362751
13	0,168593	-0,027768	-1,590580478	0,999614494
14,5	0,13586675	-0,015867	-0,909035852	0,999874122
16,5	0,12000075	1E-06	5,72958E-05	1

Tableau 26. Les abscisses et les angles du câble n°2.

c) Tracé du câble n° 3 sortant de l'extrados

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de $\alpha = 25^\circ$ (standard), le câble présente une courbe parabolique de longueur 21,08 m.

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$1) X = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1.7 - 0,12 = 0.5 \text{ m.}$$

$$2) X = 10,5 \Rightarrow Y_3 = 0,15 = A_3 (10,5)^2 + B_3 (10,5) + 1,5.$$

$$3) X = 10,5 \Rightarrow Y_3 = 2 A_3 (10,5) + B_3 = 0 \Rightarrow A_3 = - B_3 / (10,5 \times 2).$$

En remplaçant A_3 dans l'équation (2) on a :

$$(-10,5 B_3 / 2) + B_3 (10,5) = 0.5 \Rightarrow B_3 = -0.2781. \text{ D'où : } A_3 = 13.243 \times 10^{-3}.$$

$$Y_3 = 13.243 \times 10^{-3} X^2 - 0,2781 X + 1,35.$$

$$Y'_3 = 0,026 X - 0,2781 = \text{tga}$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

X	Y_i	$\alpha(\text{rad})$	α°	$\cos \alpha$
0	1,58	-0,2781	-15,54124905	0,961578779
0,5	1,44426075	-0,264857	-14,83457111	0,965129944
1	1,315143	-0,251614	-14,12324602	0,96851185
2	1,076772	-0,225128	-12,68736377	0,974765541
2,75	0,915375188	-0,2052635	-11,59961403	0,979007311
4	0,679488	-0,172156	-9,768062355	0,985217719
6	0,388148	-0,119184	-6,796679308	0,99290599
8	0,202752	-0,066212	-3,78813884	0,997808786
10	0,1233	-0,01324	-0,758551799	0,999912352
10,5	0,11999075	3E-06	0,000171887	1

Tableau 27. Les abscisses et les angles du câble n°3.

NB: La trajectoire des trois câbles de précontrainte est visualisée dans le schéma suivant.

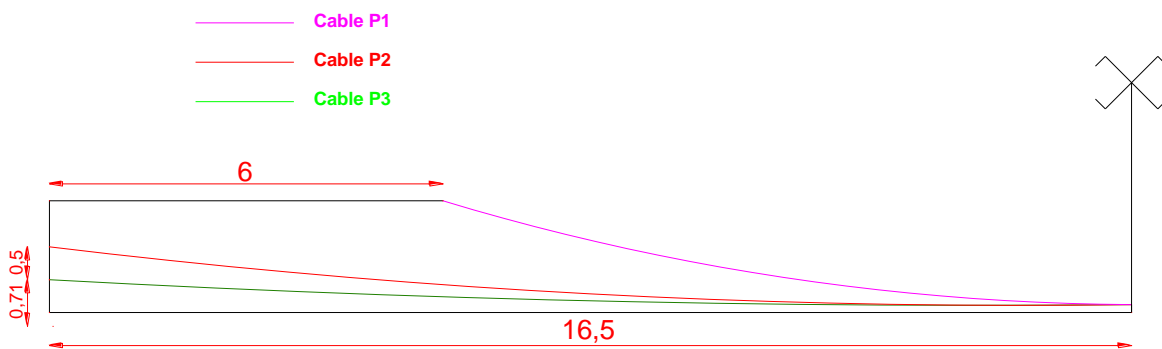


Figure 46. Vue en plan du câblage.

VII.3.Vérification des contraintes

VII.3.1.Vérification des contraintes à la section X = 6m pour les trois câbles

N° du câble	Yi (cm)	e (cm)	α°	cos α
1	27,3896	-94,4004	-1,67874416	0,99957055
2	55,7352	-66,0548	-4,7620864	0,99653206
3	158	36,21	-15,5412491	0,96157878

Tableau 28. Excentricités et les angles pour les trois câbles x = 6 m.

a) Ouvrages à vide :

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2 + e_3 \cos \alpha_3) \quad \text{avec } F = 177.15 \text{ t}$$

$$M = - 222.08 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -222.08 \times 0.68 / 0,451 = -334.84 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 222.08 \times 1,21 / 0,451 = 496.70 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) = 523.953 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 523.953 / 1.067 = 491.05 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 523.953 / 1.067 = 491.05 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_{\text{min}} 253.99 \text{ t.m (l'ouvrage à vide).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 253.99 \times 0,628 / 0,451 = 353.67 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 253.99 \times 1,21 / 0,451 = - 681.43 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-334.84 + 491.05 + 353.67) 10^{-1} = 50.98 < 175 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (496.70 + 491.05 - 681.43) 10^{-1} = 30.63 < 175 \text{ bars. Vérifiée.}$$

b) Ouvrages en service :

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2 + e_3 \cos \alpha_3) \quad \text{avec } F = 177.15 \text{ t}$$

$$M = - 222.08 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -222.08 \times 0.68 / 0,451 = -334.84 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 222.08 \times 1,21 / 0,451 = 496.70 \text{ t/m}^2.$$

• **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) = 523.953 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 523.953 / 1.067 = 491.05 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 523.953 / 1.067 = 491.05 \text{ t/m}^2.$$

• **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_{\text{max}} = 382.31 \text{ m (l'ouvrage en service).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 382.31 \times 0.68 / 0,451 = 576.43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 382.31 \times 1,21 / 0,451 = -1025.70 \text{ t/m}^2 \text{ 1985,54}$$

• **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-334.84 + 491.05 + 576.43) 10^{-1} = 73.26 < 175 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (496.70 + 491.05 - 1025.70) 10^{-1} = -3.79 < 175 \text{ cbars. Vérifiée.}$$

VII.3.2. Vérification des contraintes à la section X = 0,5 L pour les trois câbles :

N° du câble	Yi (cm)	e (cm)	α°	cos α
1	12,0071	-109,7829	0,00045837	1
2	12,0001	-109,7899	0,00005730	1
3	11,9991	-109,7909	0,00017189	1

Tableau 29. Excentricités et les angles pour les trois câbles x=0.5L.

a) Ouvrages à vide :

• **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2 + e_3 \cos \alpha_3) \quad \text{avec } F = 177.15 \text{ t}$$

$$M = - 583.468 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -583.468 \times 0.68 / 0,451 = -879.73 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 583.468 \times 1,21 / 0,451 = 1565.40 \text{ t/m}^2.$$

• **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) = 531.45 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 531.45 / 1.067 = 498.07 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 531.45 / 1.067 = 498.07 \text{ t/m}^2.$$

• **Contraintes dues au poids propre de la poutre**

$$M_{\text{min}} = 382.31 \text{ t.m (l'ouvrage à vide).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 382.31 \times 0.68 / 0,451 = 576.43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 382.31 \times 1,21 / 0,451 = -1026.43 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-879.73 + 498.07 + 576.43) 10^{-1} = 19.47 < 175 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (1565.40 + 498.07 - 1026.43) 10^{-1} = 103.70 < 175 \text{ bars. Vérifiée.}$$

b) Ouvrages en service :

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2 + e_3 \cos \alpha_3) \quad \text{avec } F = 177.15 \text{ t}$$

$$M = - 583.468 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -583.468 \times 0.68 / 0,451 = -879.73 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 583.468 \times 1,21 / 0,451 = 1565.40/\text{m}^2.$$

- **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) = 531.45 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 531.45 / 1.067 = 498.07 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 531.45 / 1.067 = 498.07 \text{ t/m}^2.$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre**

$$M_{\text{min}} = 502.48 \text{ t.m (l'ouvrage en service).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 502.48 \times 0.68 / 0,451 = 757.61 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 502.48 \times 1,21 / 0,451 = -1348.11/\text{m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = (-879.73 + 498.07 + 757.61) 10^{-1} = 37.59 < 210 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (1565.40 + 498.07 - 1348.11) 10^{-1} = 71.53 < 210 \text{ bars. Vérifiée.}$$

VII.4. Caractéristiques géométriques des sections :

$$X = 0,00L :$$

Section sans hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	9082,4		764215,548		93053641,6
Gaines	100,531	85,7	8615,51	402,1238	738751,048
Section nette	8981,869		755600,041		92314890,55

V' = S_Δ / B =	84,125	
V = h - V' =	85,875	
IGN = I_Δ - B x V'² =	28750010,86	
i = (IGN / B)^{1/2} =	56,5764441	
ρ = IG / (V x V' x B) =	0,443	44,3%

X = 0,00L :

Section avec hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	13382,4		1538193,14		232516975
Gaines	100,531	85,7	8615,5067	402,1238	738751,048
Section nette	13281,869		1529577,633		231778224

$V' = S_{/\Delta} / B =$	115,163	
$V = h - V' =$	54,837	
$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 =$	55627733,66	
$i = (IGN / B)^{1/2} =$	64,71665876	
$\rho = IG / (V \times V' \times B) =$	0,663	66,3%

X = 0,25L :

Section sans hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	6934,4		594321,068		77387613,7
Gaines	150,7964	38	5730,2632	603,1858	218353,1874
Section nette	6783,6036		588590,8048		77169260,51

$V' = S_{/\Delta} / B =$	86,767	
$V = h - V' =$	83,233	
$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 =$	26099186,86	
$i = (IGN / B)^{1/2} =$	62,02735432	
$\rho = IG / (V \times V' \times B) =$	0,533	53,3%

X = 0,25L :

Section avec hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	11234,4		1368278,08		216850947
Gaines	150,7964	38	5730,2632	603,1858	218353,1874
Section nette	11083,6036		1362547,817		216632593,8

$V' = S_{/\Delta} / B =$	122,934	
$V = h - V' =$	47,066	
$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 =$	49129620,95	
$i = (IGN / B)^{1/2} =$	66,57807195	
$\rho = IG / (V \times V' \times B) =$	0,766	76,6%

X = 0,5L :

Section sans hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	6934,4		594321,068		77387613,7
Gaines	150,7964	12	1809,5568	603,1858	22317,8674
Section nette	6783,6036		592511,5112		77365295,83

$V' = S_{\Delta} / B =$	87,345	
$V = h - V' =$	82,655	
$IGN = I_{\Delta} - B \times V'^2 =$	25612582,73	
$i = (IGN / B)^{1/2} =$	61,44640176	
$\rho = IG / (V \times V' \times B) =$	0,523	52,3%

X = 0,5L :

Section avec hourdis

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	11234,4		1368278,08		216850947
Gaines	150,7964	12	1809,5568	603,1858	22317,8674
Section nette	11083,6036		1366468,523		216828629,1

$V' = S_{\Delta} / B =$	123,287	
$V = h - V' =$	46,713	
$IGN = I_{\Delta} - B \times V'^2 =$	48360295,88	
$i = (IGN / B)^{1/2} =$	66,05473919	
$\rho = IG / (V \times V' \times B) =$	0,758	75,8%

VII.5. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de 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 époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

a) Les pertes instantanées

- Pertes dues au frottement ;
- Pertes dues au recul à l'ancrage ;
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

b) Les pertes différées

- Pertes dues au retrait du béton ;
- Pertes dues au fluage ;
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VII.5.1. Pertes instantanées

VII.5.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha - \varphi L)})$$

α : L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (ALGA).

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).

p_0 : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$.

l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Section	N° câble	l (m)	α (rad)	$f\alpha + \varphi L$	$\Delta\sigma_f$ (MN/m ²)	$\Delta\sigma_f$ moy (MN/m ²)
0.25L	1	8,2566	0,04606	0,0248	34,6904544	45,19283
	2	8,2826	0,1309	0,0401	55,6951959	
	3	2,3293	0,2781	0,0547	75,3971575	75,3971575
0.5L	1	16,5072	0,04606	0,0413	57,2966915	67,6305277
	2	16,5357	0,1309	0,0566	77,9643638	
	3	10,6545	0,2781	0,0714	97,5339266	97,5339266

Tableau 30. Pertes dues au frottement.

VII.5.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \times \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right)}}$$

Avec : g c'est l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

EA : module d'élasticité de l'acier = $1.9 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$.

L : longueur du câble.

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 14160 \text{ kg/cm}^2 = 141600 \text{ t/m}^2$

N° câble	L (m)	$\alpha(\text{rad})$	f $\alpha/L + \varphi$	X (m)
1	33,0144	0,04606	0,002251	18,9113
2	33,0714	0,1309	0,002712	17,2282
3	21,309	0,2781	0,004349	13,6056

Tableau 31. Valeur de X.

$X_{1,2,3} > L/2$, il faut tendre les câbles par un seul coté car on obtient des tensions plus élevées.

Calcul des pertes dues au recul d'ancrage

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_{p0} \left(\frac{f}{l} + \theta \right) \times$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul} \left(1 - \frac{X_i}{X} \right)$$

N° câble	f $\alpha/L + \varphi$	X (m)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 00 L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
1	0,002251	18,9113	12,0562994	6,79676681	1,5372342
2	0,002712	17,2282	13,2341362	6,89674814	0,559360101
3	0,004349	13,6056	0	139,8649	3,82514001

Tableau 32. Pertes dues au recul.

Valeurs moyennes des pertes par câble

Désignation	D σ recul 1	D σ recul 2	D σ recul 3
Câble à l'about	12,6452178	6,84675748	1,04829715
Câble à l'extrados	0	13,98649	3,82514001

Tableau 33. Pertes moyennes dues au recul.

VII.5.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{2 E_i} \sigma'_{bj}$$

σ'_{bj} : contrainte parabole du béton.

E_a : module d'élasticité de l'acier = $1.9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$.

E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

VII.5.1.3.1. Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles (deux câbles de l'about)

La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7 jours : $\sigma_7 = 21.650 \text{ MPa}$

$E_i = 30658.106 \text{ MPa}$.

$E_a = 1.9 \text{ 105 MPa}$

A 28 jours : $\sigma_{28} = 35.00 \text{ MPa}$

$E_i = 35981.730 \text{ MPa}$.

$E_a = 1.9 \text{ 105 MPa}$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{MPe}{I} . \text{ Avec } P = N \text{ AP } (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott}).$$

$$P = N \text{ AP } (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott})$$

$e = V'-Y$ (section corrigée sans hourdis)

Désignation	0,00L	0.25L	0.5L
P(MN)	4,723776	4,57301272	4,49816056
I(m4)	0,2875	0,2610	0,2561
B(m2)	0,8982	0,6784	0,6784
e (m)	0,01574965	-0,48766686	-0,75344654
Mp(MN.m) à 7j	0	1,4632	2,3599
σ' bij (MN/m2)	5,26323393	8,17381066	9,65852021
$\Delta\sigma$ à 7j (MN/m2)	16,3091361	25,3281143	29,9287706
$\Delta\sigma$ à 28j (MN/m2)	13,8961418	21,5807304	25,5007033

Tableau 34. Pertes dues au raccourcissement à l'about.

VII.5.1.3. 2. Pertes dues à la mise en tension du 3ème câble à l'extrados

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans la 1ère et la 2ème série de câbles.

La contrainte σ' bij est donnée par:

$$\sigma'_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_2 e_1^2}{I_p} + \frac{M_p e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_D}{I_t}$$

$$P_1 = 2 \times 16,68 \times 10^{-4} (1416 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac}).$$

$$P_2 = 1 \times 16,68 \times 10^{-4} (1416 - \Delta\sigma_{fr}).$$

B_p : Section de la poutre seule.

B_t : Section de la poutre + hourdis.

I_p : Inertie de la poutre seule.

I_t : Inertie de la poutre + l'hourdis.

M_d : moment de l'hourdis.

M_p : moment de la poutre seule.

$$P_1 = 2 \times 16,68 \times 10^{-4} \times (1416 - \Delta\sigma_{frot} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{rac}).$$

$$P_2 = 1 \times 16,68 \times 10^{-4} \times (1416 - \Delta\sigma_{frot}).$$

Désignation	0,00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MN/m ²)	0,0000	45,1928	67,6305
$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MN/m ²)	126,452178	68,4675748	10,4829715
$\Delta\sigma_{\text{racr}}$ (MN/m ²)	13,8961418	21,5807304	25,5007033
P ₁ (MN)	4,25557401	4,27261157	4,37811902
P ₂ (MN)	2,361888	2,28650636	2,24908028
B _p (m ²)	0,8982	0,6784	0,6784
B _t (m ²)	1,3281869	1,10836036	1,10836036
e ₁ (m)	0,01574965	-0,48766686	-0,75344654
e ₂ (m)	-0,29462831	-0,84933647	-1,11287387
I _p (m ⁴)	0,28750011	0,26099187	0,25612583
I _t (m ⁴)	0,55627734	0,49129621	0,48360296
M _p (MN.m)	0	1,4632	2,3599
M _d (MN.m)	0	0,42539	1,70156
σ'_{bij} (MN/m ²)	6,88677637	11,9336575	15,8038753
$\Delta\sigma_a$ (MN/m ²)	18,1826654	31,5075865	41,7258468

Tableau 35. Pertes dues au raccourcissement à l'extrados.

VII.5.1.4. Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m²)

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Totale
Câbles de l'about	0.00L	0	12,6452178	13,8961418	26,5413596
	0.25L	45,19283	6,84675748	21,5807	73,6203179
	0.50L	67,6305277	1,04829715	25,5007033	94,1795282
Câble de l'extrados	0.00L	0	0	18,1826654	18,1826654
	0.25L	75,3971575	13,98649	31,5075865	120,891234
	0.50L	97,5339266	3,82514001	41,7258468	143,084913

Tableau 36. Pertes instantanées totales.

VII.5.2. Pertes différées

VII.5.2.1. Pertes dues au retrait du béton

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma = \epsilon_r (1 - r(j)) EP. \text{ (Article 3.3.21.BPEL91).}$$

$\epsilon_r = 0,0003$ étant le retrait total du béton.

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$. Avec $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Pour les deux câbles de la première famille :

a. Section d'about :

$B_n = 8981.869 \text{ cm}^2$.

$p = 642.18 \text{ cm}$.

A 7 jours : $r(m) = B_n / p = 8981.869 / 642.18 = 13.9865 \text{ cm}$

$r(t) = 7 / (7 + 9 (13.9865)) = 0.0526$

$r(t) = 0.0526$ Alors: $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0.0526) 190000$.

Donc : $\Delta\sigma = 54.0018 \text{ MPa} = 5400.18 \text{ t/m}^2$.

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (13.9865))$ $r(t) = 0,1819$ Alors :

$\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,1819) 190000$. Donc : $\Delta\sigma = 46.6317 \text{ MPa} = 4663.17 \text{ t / m}^2$.

b. Section intermédiaire :

$B_n = 6783,6036 \text{ cm}^2$,

$p = 561.36 \text{ cm}$.

A 7 jours : $r(m) = B_n / p = 6783.6036 / 561.36 = 12.0842 \text{ cm}$

$r(t) = 7 / (7 + 9 (12.0842))$

$r(t) = 0,0604$. Alors: $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,0604) 190000$.

Donc : $\Delta\sigma = 53.5572 \text{ MPa} = 5355.72 \text{ t / m}^2$.

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (12.0842))$ $r(t) = 0,204$ Alors :

$\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,204) 190000$. Donc : $\Delta\sigma = 45.372 \text{ MPa} = 4537.2 \text{ t / m}^2$

Pour le câble à l'extrados(deuxième famille) :

a. Section intermédiaire :

$B_n = 11083,6036 \text{ cm}^2$.

$p = 891.36 \text{ cm}$.

A 7 jours : $r(m) = B_n / p = 11083.6036 / 891.36 = 12.4344 \text{ cm}$

$r(t) = 7 / (7 + 9 (12.4344))$

$r(t) = 0,0588$. Alors: $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,0604) 190000$.

Donc : $\Delta\sigma = 53.6484 \text{ MPa} = 5364.84 \text{ t / m}^2$.

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (12.0842))$ $r(t) = 0,2001$ Alors :

$\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,2001) 190000$. Donc : $\Delta\sigma = 45.5943 \text{ MPa} = 4559.43 \text{ t / m}^2$

	00L	0.25L	0.5L
cable de la 1 famille			
$\Delta\sigma$ 7 j MPa	54.001	53.5572	53.5572
$\Delta\sigma$ 28 j MPa	45.372	46.6317	46.6317
Câble de la 2 famille			
$\Delta\sigma$ 7 j MPa		53.6484	53.6484
$\Delta\sigma$ 28 j MPa		45.5943	45.5943

Tableau 37. Pertes dues au retrait du béton

VII.5.2.2. Pertes dues au fluage

$$\Delta \sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / EIJ.$$

σ_b : la contrainte finale du béton

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

a. Pertes de câbles à l’about:

Sachant que les câbles sont tirée à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$.

K_{fl} : coefficient de fluage.

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = 3 (E_i - E_v) / E_v = 2. \text{ (BAEL 91).}$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc : $K_{fl} = 1,7$.

$$\Delta \sigma_{fl} = [1,7 \times 19000 / 216.5 (370)^{1/2}] \sigma'_{bj} = 7.7561 \sigma'_{bj}.$$

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
Pertes dues au fluage (MN/m ²)	40,822203	63,396945	74,912511

Tableau 38. Pertes dues au fluage à l'about.

b. Pertes du câble à l’extrados

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc : $K_{fl} = 1$.

$$\Delta \sigma_{fl} = 1 \times 19000 / 350 (350)^{1/2} = 2.8221 \sigma'_{bj}.$$

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
Pertes dues au fluage (MN/m ²)	14,853793	23,067964	27,258082

Tableau 39. pertes dues au fluage à l'extrados.

VII.5.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta \sigma = (6/100) \rho 1000 [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x).$$

μ_0 coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

$$\sigma_i = 1416 \text{ MPA et } \mu_0 = 0,43.$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_i. \text{ Avec } \Delta \sigma_i : \text{ la contrainte totale instantanée.}$$

Câbles sortant à l'about

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
$\Delta\sigma_{p0}$ (MN/m ²)	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_i$ (MN/m ²)	26,5413596	73,6203179	94,1795282
σ_i (MN/m ²)	1389,45864	1342,37968	1321,82047
$\Delta\sigma_{reel}$ (MN/m ²)	73,9896900	66,1269521	62,8111694

Tableau 40. pertes dues a la relaxation des aciers à l'about.

Câbles à l'extrados :

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
$\Delta\sigma_{p0}$ (MN/m ²)	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_i$ (MN/m ²)	18,1826654	120,891234	143,084913
σ_i (MN/m ²)	1397,81733	1295,10877	1272,91509
$\Delta\sigma_{reel}$ (MN/m ²)	75,4249600	58,6101215	55,2116225

Tableau 41. pertes dues a la relaxation des aciers à l'extrados

VII.5.2.4. Tableau récapitulatif des pertes différées (t/m²)

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p.$$

A l'about

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
Pertes dues au retrait	45,372	46,6317	46,6317
Pertes dues au fluage	40,8222025	63,3969454	74,9125107
Pertes dues à la relaxation	73,9896900	66,1269521	62,8111694
$\Delta\sigma$ totale	147,8522775	165,1344388	173,8868518

Tableau 42. pertes différées totales à l'about.

A l'extrados

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
Pertes dues au retrait	40,822203	63,396945	74,912511
Pertes dues au fluage	14,853793	23,0679642	27,2580816
Pertes dues à la relaxation	75,4249600	58,6101215	55,2116225
$\Delta\sigma$ totale	118,5301293	135,3066771	148,1802781

Tableau 43. pertes différées totales à l'extrados.

VII.5.3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées)

$$\% \text{ pertes} = (\Delta\sigma_{\text{totale}}) / (3 \times 1416)$$

Désignation	0,00 L	0,25 L	0,50 L
Pertes instantanées	44,724	194,5115	237,2644
Pertes différées	147,8522775	165,1344388	173,8868518
Pertes totales	192,5762775	359,6459388	411,1512518
Pertes	0,0453334	0,0846624	0,0967870
pertes %	4,533339867	8,466241498	9,678701785

Tableau 44. pertes totale.

L'estimation des pertes à **25%** est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à **3** câbles de **12T15** chacun.

VII.6. Vérification des contraintes normales

VII.6.1. Introduction

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celle subies par l'ouvrage en service, donc on doit vérifier les contraintes dans quatre phases durant lesquelles se fait la réalisation de l'ouvrage.

Les contraintes admissibles à considérer pour les différentes phases 1, 2 et 3 sont :

$$\sigma' \leq 0.55 \sigma'_{28} \quad (\text{En compression})$$

$$\sigma \leq 0.55 \sigma_j \quad (\text{En traction})$$

Phase 4 :

$$\sigma' \leq 0.42 \sigma'_{28} \quad (\text{En compression})$$

$$\sigma \leq \sigma_j \quad (\text{En traction})$$

VII.6.2. Vérification des contraintes normales à la Phase I

Après coulage de la poutre, on veut que le moule ne soit immobilisé pour longtemps, donc on cherche à décoffrer le plus tôt possible, on est limité par la résistance du béton qui est en fonction du temps.

On propose donc de tirer les 3 câbles à 50% de leur tension finale.

Les efforts sont :

- poids propre de la poutre
- force de précontrainte

VII.6.2.1. Pour $X=0.5L$

Caractéristique géométrique de la poutre:

$$B=6783,60 \text{ cm}^2, V=87,34 \text{ cm}, V= 82,65 \text{ cm}$$

$$I=25612582,73 \text{ cm}^4, i_2=3775.66 \text{ cm}^2$$

Les pertes instantanées totales:

$$\Delta\sigma_i = 2372.644 \text{ Kg/cm}^2$$

Force de précontrainte:

$$P\left(\frac{L}{2}\right) = 16.68(3 \times 14160 - 2372.644) = 668990,698 \text{ kg}$$

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 0.5 \times 668990,698 = 334495,349 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$M_g = 235.99 \text{ t.m}$$

- **Fibre supérieure:**

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V}{i^2}\right) + \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{334495,349}{6783,60} \left(1 - \frac{75.34 \times 82,65}{3775.66}\right) + \frac{235.99 \times 10^5 \times 82,65}{25612582,73}$$

$$\sigma_s = -32.01 + 76,15 = 44.13 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e V}{i^2}\right) - \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{334495,349}{6783,60} \left(1 + \frac{75.34 \times 87,34}{3775.66}\right) - \frac{235.99 \times 10^5 \times 87,34}{25612582,73}$$

$$\sigma_i = 134.24 - 80.47 = 54.77 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.2.2. Pour $X=0.25 L$

Caractéristique géométrique de la poutre:

$$B= 6783,6036 \text{ cm}^2, V=86,767 \text{ cm}, V= 83,23 \text{ cm}$$

$$I=26099186,86 \text{ cm}^4, i_2=3847,39 \text{ cm}^2$$

Les pertes instantanées totales:

$$\Delta\sigma_i = 1945.15 \text{ Kg/cm}^2$$

Force de précontrainte:

$$P\left(\frac{L}{2}\right) = 16.68(3 \times 14160 - 1945.15) = 676121,298 \text{ kg}$$

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 0.5 \times 676121,298 = 338060,649 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$M_g = 178.77 \text{ t.m}$$

- **Fibre supérieure:**

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V}{i^2}\right) + \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{338060,649}{6783,60} \left(1 - \frac{48.76 \times 83,23}{3847,39}\right) + \frac{178.77 \times 10^5 \times 83,23}{26099186,86}$$

$$\sigma_s = -2.73 + 57.0095 = 54.277 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e V}{i^2}\right) - \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{338060,649}{6783,60} \left(1 + \frac{48.76 \times 86,767}{3847,39}\right) - \frac{178.77 \times 10^5 \times 86,767}{26099186,86}$$

$$\sigma_i = 104.63 - 57.43 = 47.20 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.2.3. Pour $X=0.00 L$:

Caractéristique géométrique de la poutre

$$B = 8981,869 \text{ cm}^2, V = 84,125 \text{ cm}, V = 85,875 \text{ cm}$$

$$I = 28750010,86 \text{ cm}^4, i^2 = 56,576 \text{ cm}^2$$

Force de précontrainte:

$$N(0.00L) = \sum \sigma_i \cos \alpha$$

$$P(0.00L) = 1397571,363$$

$$N(0.00L) = 0.5 \times 1397571,363 = 698785,681 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{698785,681}{8981,869} = 77.799 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.3. Vérification des contraintes normales a la phase II

On complète à 100% la mise en tension des (03) câbles en 28 jours qui ont effectué
Vérification des contraintes :

VII.6.3.1. Pour $X = 0.5L$

Pertes instantanées : $\Delta\sigma_i = 2372.644Kg/cm^2$

Pertes différées : $\Delta\sigma_d = 1738.86Kg/cm^2$

$$P\left(\frac{L}{2}\right) = 16.68(3 \times 14160 - 2372.644 - 1738.86) = 639986,513 \text{ kg}$$

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 0.5 \times 639986,513 = 319993,256 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$M_g = 235.99 \text{ t.m}$$

- **Fibre supérieure:**

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V}{i^2}\right) + \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{319993,256}{6783,60} \left(1 - \frac{75.34 \times 82,65}{3775.66}\right) + \frac{235.99 \times 10^5 \times 82,65}{25612582,73}$$

$$\sigma_s = -30.62 + 76,15 = 45.52kg/cm^2 < 192.5kg/cm^2 \text{ vérifiée.}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e V}{i^2}\right) - \frac{M_g V}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{319993,256}{6783,60} \left(1 + \frac{75.34 \times 87,34}{3775.66}\right) - \frac{235.99 \times 10^5 \times 87,34}{25612582,73}$$

$$\sigma_i = 124.96 - 80.47 = 44.49 kg/cm^2 < 192.5kg/cm^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.3.2. Pour $X = 0.25L$

Pertes instantanées : $\Delta\sigma_i = 1945.15 Kg/cm^2$

Pertes différées : $\Delta\sigma_d = 1651.34 Kg/cm^2$

$$P\left(\frac{L}{2}\right) = 16.68(3 \times 14160 - 1945.15 - 1651.34) = 648576,94 \text{ kg}$$

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 0.5 \times 648576,94 = 324288,47 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$M_g = 178.77 \text{ t.m}$$

- Fibre supérieure:

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V}{i^2} \right) + \frac{M_G V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{324288,47}{6783,60} \left(1 - \frac{48,76 \times 83,23}{3847,39} \right) + \frac{178,77 \times 10^5 \times 83,23}{26099186,86}$$

$$\sigma_s = -4,76 + 57,0095 = 52,24 \text{ kg/cm}^2 < 192,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e V}{i^2} \right) - \frac{M_G V}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{324288,47}{6783,60} \left(1 + \frac{48,76 \times 86,767}{3847,39} \right) - \frac{178,77 \times 10^5 \times 86,767}{26099186,86}$$

$$\sigma_i = 100,37 - 57,43 = 42,94 \text{ kg/cm}^2 < 192,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.3.3. Pour X=0.00 L

$$N(0.00L) = \sum \sigma_i \cos \alpha$$

$$P(0.00L) = 1337528,86$$

$$N(0.00L) = 0,5 \times 1337528,86 = 668764,43 \text{ kg}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{668764,43}{8981,869} = 74,457 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6.4. Vérification des contraintes normales a la phase III

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis les efforts à considérer dans cette phase :

- efforts dus à la 2 ème phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé à la place.

N.B : vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section reste celle de la poutre seule.

VII.6.4.1. Pour X=0.5L

Contraintes sous l'effet du 'hourdis Md= 170.15 t.m

$$\sigma_s = \frac{170,15 \times 82,65 \times 10^5}{25612582,73} = 54,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{170.15 \times 87,34 \times 10^5}{25612582,73} = 58.02 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes :

$$\sigma_s = 45.52 + 54.90 = 100.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 44.49 + 58.02 = 102.51 \text{ kg/cm}^2$$

VII.6.4.2. Pour X = 0.25L

Contraintes sous l'effet du 'hourdis Md= 42.53 t.m

$$\sigma_s = \frac{42.53 \times 86,767 \text{ cm} \times 10^5}{6099186,86} = 60.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{42.53 \times 83,23 \times 10^5}{6099186,86} = 58.03 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes :

$$\sigma_s = 54.277 + 60.50 = 114.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 47.20 + 58.03 = 105.23 \text{ kg/cm}^2$$

VII.6.5. Vérification des contraintes normales a la Phase IV:(ouvrage en service)

Application de la surcharge la plus défavorable.

$$\bar{\sigma}_B = 0.42 \sigma_{28} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

VII.7.5.1. Pour X=0.5L

force de précontrainte (on tient compte des pertes totales).

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 16.68(3 \times 14160 - 4111.51)$$

$$N\left(\frac{L}{2}\right) = 639986.41 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes :

$$M_q = 502.48 \text{ t.m}$$

- **Fibre supérieure:**

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V}{i^2}\right) + \frac{M_G V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{639986.41}{11083.60} \left(1 - \frac{111.78 \times 46.71}{4363.22}\right) + \frac{502.48 \times 46.71 \times 10^5}{48360295.88}$$

$$\sigma_s = -11.35 + 48.53 = 37.18 \text{ kg/cm}^2 < 147 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e V'}{i^2} \right) - \frac{M_G V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{639986.41}{11083.60} \left(1 + \frac{111.78 \times 123.287}{4363.22} \right) - \frac{502.48 \times 123.287 \times 10^5}{48360295.88}$$

$$\sigma_i = 240.11 - 128.09 = 112.02 \text{ kg/cm}^2 < 147 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.7. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{TS}{b_0 I} \text{ kg/cm}^2$$

T : Effort tranchant dans la section considérée.

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le c.d.g de la section situé au dessus de l'axe neutre.

b_0 : Moment d'inertie de la section droite de la poutre par rapport à G.

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

$$\overline{\tau^2} = \frac{\overline{\sigma_j}}{\sigma^4} (\overline{\sigma_j}' - \sigma_b') (\overline{\sigma_j} + \sigma_b')$$

$\overline{\sigma_j}$: Contrainte admissible de traction du béton.

$\overline{\sigma_j}'$: Contrainte admissible de compression du béton.

σ_b' : Contrainte de compression au niveau du c.d.g de la section.

$$\mathbf{Vred} = \mathbf{TG} + \mathbf{Tv.}$$

TG = effort tranchant.

$$\mathbf{Tv} = (\% \text{ de la mise en tension}) \times A_p \times \sigma_i (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2).$$

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma. (\sigma_{po} = 14160 \text{ kg/cm}^2).$$

$\Delta\sigma$ pertes pour chaque étape :

- **A l'about :**

Etape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about.

Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$; avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées à l'about.

Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Etape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

- A l'extrados :

Etape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about.

Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$

Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : $(\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d ; \Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i \text{ extrados})$.

Etape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : $(\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d ; \Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i \text{ extrados})$.

VII.7.1. Pour Section $X=0.00L$

VII.7.1.1. Vérification des contraintes tangentielles a la phase I

Dans cette phase. Les 2 câbles ont été tirés à 50% de leur tension final.

L'effort tranchant réduit $T_R = T_G + T_V$

$T_G = 28.60 \text{ t}$ (l'effort tranchant du au poids propre de la poutre).

$$a_1 = 2.63^\circ$$

$$a_2 = 7.75^\circ$$

T_V = effort tranchant du a la précontrainte.

$T_V = \% \text{ de la mise en tension} \times A_p \times \sigma_i \times (\sin a_1 + \sin a_2)$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma. (\sigma_{p0} = 14160 \text{ kg/cm}^2)$$

$$T_V = 0.5 \times 16.68 \times (-13894.58 \times 10^{-3}) \times (\sin 2.63 + \sin 7.75)$$

$$T_V = -21.094 \text{ t}$$

$$\text{Donc: } T_R = 28.60 - 21.94 = 6.66 \text{ t}$$

a) Calcul du moment statique de la section située dessus du C.d.g :

$$S_\Delta = 194960.17 \text{ cm}^3$$

$$I = 28750010,86 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 42 - 8 = 34 \text{ cm}$$

b) Calcul de $\bar{\tau}$:

$$\sigma'_7 = 216.5 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_7 = 142.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_7 = 6 + 0.06 \times \sigma'_7 = 20 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_7 = 13.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 57.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.2}{142.9} (142.9 - 57.22)(13.2 + 57.22)$$

$$\bar{\tau} = 23.61 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{6.66 \times 194960.17 \times 10^3}{28750010,86 \times 34} = 1.328 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.328 \text{ kg/cm}^2 < 23.61 \text{ kg/cm}^2 .$$

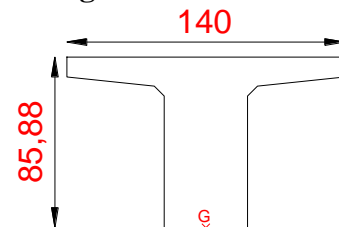


Figure 47. Section pour calcul S_Δ .

VII.7.1.2. Vérification des contraintes tangentielles a la phase II

Les 2 câbles sont tirés à 100% à 28 jours.

L'effort tranchant du à la précontrainte.

$$T_v = A_p \times \sigma_i (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$$

$$T_v = 16.68 \times (-13894.58 \times 10^{-3}) \times (\sin 2.63 + \sin 7.75) = -41.88t$$

$$\text{Donc: } T_R = 19.18 - 41.88 = -22.69 t$$

a) Calcul de $\bar{\tau}$:

$$\sigma'_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{28} = 0.66 \times 350 = 231 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{14} = 6 + 0.06 \times \sigma'_{28} = 14.46 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{28} = 9.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 57.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{9.54}{231} (231 - 57.22)(9.54 + 57.22)$$

$$\bar{\tau} = 21.88 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{22.69 \times 194960.17 \times 10^3}{28750010,86 \times 34} = \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Donc : } 4.52 \text{ kg/cm}^2 < 21.88 \text{ kg/cm}^2 .$$

VII.7.1.3. Vérification des contraintes tangentielles a la phase III

Mise en place des poutres sur leurs appuis définitif et coulage de l'hourdis $T_d=14.56 t$ (L'effort tranchant du au poids propre de l'hourdis).

$$S_\Delta = 383522.926 \text{ cm}^3$$

$$I = 55627733.66 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 42 - 8 = 34 \text{ cm}$$

b) Calcul de $\bar{\tau}$:

$$TV=TV \text{ (phase 2)}$$

$$T_R = -22.69 + 14.56 = -8.13 t$$

$$\sigma'_b = 32.106 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{9.54}{231} (231 - 32.106)(9.54 + 32.106)$$

$$\bar{\tau} = 18.49 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\tau = \frac{-8.13 \times 383522.926 \times 10^3}{55627733.66 \times 34} = 1.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.64 \text{ kg/cm}^2 < 18.49 \text{ kg/cm}^2 .$$

VII.7.1.4. Vérification des contraintes tangentielles a la phase IV : (ouvrage en service à l'infini poutre + hourdis)

$$S_{\Delta} = 383522.926 \text{ cm}^3$$

$$I = 55627733.66 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 42 - 8 = 34 \text{ cm}$$

L'effort tranchant du a la précontrainte.

$$T_{poutre+hourdis+super} = 62.34 \text{ t}$$

Les pertes sont (instantanées + différées).

$$T_V = (14160 - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_d) \times \left(\sum \sin \alpha_i \right) \times 16.68$$

$$T_V = (14160 - 447.24 - 1478.52)10^{-3} \times (0.451) \times 16.68 = 92.03 \text{ t}$$

a) L'effort tranchant réduit :

$$T_r = 62.34 - 92.03 = -29.69 \text{ t}$$

$$\sigma'_b = 36.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = \frac{9.54}{231} (231 - 32.106)(9.54 + 32.106)$$

$$\bar{\tau} = 18.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{29.69 \times 383522.926 \times 10^3}{55627733.66 \times 34} = 6.02 \text{ kg/cm}^2$$

Donc : $6.02 \text{ kg/cm}^2 < 18.49 \text{ kg/cm}^2$.

VII.7.1.5. Vérification des contraintes tangentielles a la phase V

Ouvrage en service à l'infini (Poutre + hourdis)

$$S_{\Delta} = 447492.432 \text{ cm}^3$$

$$I = 26966346.6 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 42 - 8 = 34 \text{ cm}$$

$$T_{pout+hour+super} + D_{240} = 129.52 \text{ t (ELS)}$$

L'effort tranchant du a la précontrainte.

Les portées sont (instantanées + différées).

$$T_V = (14160 - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_d) \times \left(\sum \sin \alpha_i \right) \times 16.68$$

$$T_V = (14160 - 447.24 - 1478.52)10^{-3} \times (0.451) \times 16.68 = 92.03 \text{ t}$$

a) L'effort tranchant réduit :

$$T_r = 129.52 - 92.03 = 37.49 \text{ t}$$

b) Calcul de $\bar{\tau}$:

$$\sigma'_{28} = 0.42 \bar{\sigma}'_{28} = 147 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{28} = 0.42 \sigma_{28} = 11.67 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte σ'_b au C.d.g de la section $\sigma'_b = 36.93 \text{ kg/cm}^2$

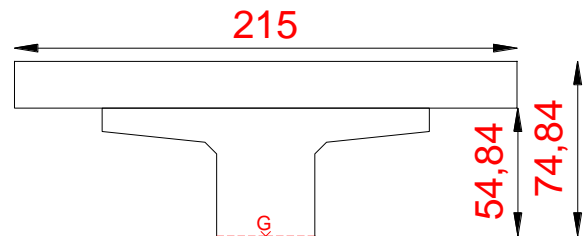


Figure 48. Section pour calcul S_{Δ} .

VII.8.3. schémas de ferrailage

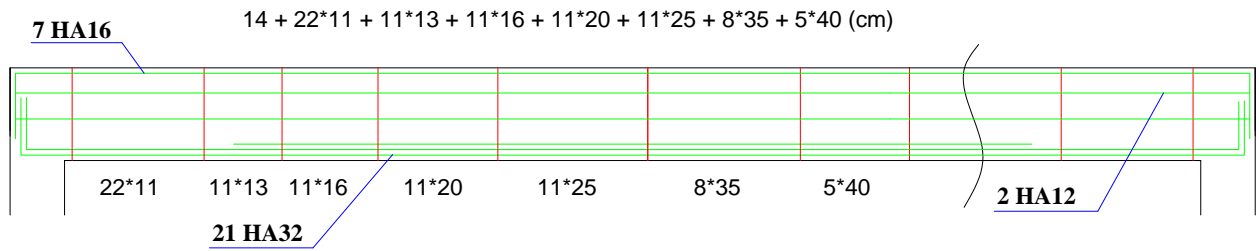


Figure 49. Ferrailage de la poutre.

CHAPITRE VIII

**CALCUL DES
DEFORMATIONS**

CHAPITRE VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS

VIII.1. Calcul des flèches

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformation flèches, rotations d'appui, raccourcissement. Il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les efforts de la précontrainte.

NB : les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

VIII.1.1. Flèche due au poids propre

Le résultat obtenu par robot : $f_g = 2.7$ cm.

VIII.1.2. Flèche due au (poids propre + D240)

Le résultat obtenu par robot : $F_{ELS} = 8.10$ cm.

VIII.1.3. Contre flèche due à la précontrainte

• Câble n° 1 :

$P = 236,2$ t.

$e = 35$ cm.

$\alpha = 2,63^\circ$

Verticalement :

$$M = P \times e \times \cos \alpha = 82.58 \text{ t.m}$$

$$\mu = 8 fP/L^2 = 0.65 \text{ t/m}$$

$$F_\mu = -\frac{5\mu L^4}{1.384.E_V} = 1.235 \text{ cm}$$

$$F_M = -\frac{ML^2}{8.I.E_V} = 1.363 \text{ cm}$$

• Câble n° 2 :

$P = 236,2$ t.

$e = 35$ cm.

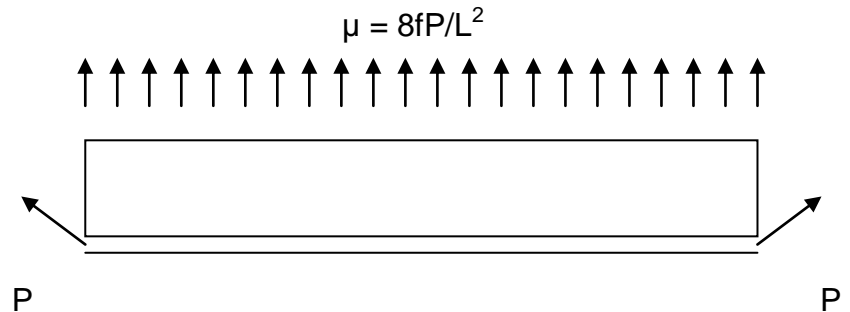


Figure 50. Flèche due a la précontrainte.

$$\alpha = 7,45^\circ.$$

$$M = P \times e \times \cos \alpha = 81.97 \text{ t.m}$$

$$\mu = 8 fP/L^2 = 1.87 \text{ t/m}$$

$$F_\mu = -\frac{5\mu L^4}{1.384.E_V} = 3.511 \text{ cm}$$

$$F_M = -\frac{ML^2}{8.I.E_V} = 1.353 \text{ cm}$$

- **Câble n° 3 :**

$$P = 236,2\text{t.}$$

$$e = 0,12\text{cm.}$$

$$\alpha = 15.54^\circ.$$

$$M = P \times e \times \cos \alpha = 273.07 \text{ t.m}$$

$$\mu = 8 fP/L^2 = 0.86 \text{ t/m}$$

$$F_\mu = -\frac{5\mu L^4}{1.384.E_V} = 1.62 \text{ cm}$$

$$F_M = -\frac{ML^2}{8.I.E_V} = 0.451 \text{ cm}$$

$$f_p = (f_m + f_\mu) = -(3.17 - 6.37) = -9.54 \text{ cm}$$

VIII.1.4. Flèche de construction

Elle est dirigée vers le bas, dont la valeur est : $f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_g)$

$$f_c = 3/4 (9.54 - 2.7) = \mathbf{5.13 \text{ cm.}}$$

- **En service à vide :** $f = f_p + f_g + f_c$

$$f = -9.54 + 2.7 + 5.13 = \mathbf{-1.71\text{cm}}$$

- **En service :** $f = f_p + f_{\text{combinaison}} + f_c$

$$f = -9.54 + 8.10 + 5.13 = \mathbf{4.13\text{cm.}}$$

VIII.2. Calcul des rotations

VIII.2.1. Rotation sous le poids propre

Le résultat obtenu par Robot structural analysis : $\theta_g = 0,003\text{rd}$.

VIII.2.2. Rotation sous la surcharge D240

Le résultat obtenu par robot ;0.011rd

VIII.3. Calcul des déplacements

VIII.3.1. Déplacement du à une rotation d'appui

$$\Delta f_{\theta} = \frac{\theta \cdot h}{2} 0.255$$

$$\Delta f_{\theta} = 0.255 \text{ cm}$$

VIII.3.2. Déplacement du au retrait

$$\Delta r = 3 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{33}{2} = 4.95 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta r = 0.49 \text{ cm.}$$

VIII.3.3. Déplacement du au fluage

$$\Delta f = \frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_v}$$

avec:

$$\sigma'_m : \text{Contrainte moyenne égale a } \sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

σ'_A et σ'_M . Contrainte moyenne à l'appui et au milieu de la travée.

VIII.3.3.1. Calcul des contraintes de compression

0.00L

- A la mise en tension

$$P = s(\sigma_0 - \sigma_{inst.about}) = 1668(141600 - 44.724) \times 10^{-4} = 236.11 \text{ t}$$

$$N = p \times \sum \cos \alpha_i = 696.987 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B_t} \left(1 + \frac{V \cdot e}{I}\right)$$

$$\sigma_i = \frac{696.987}{1.3382} \left(1 + \frac{1.14.0 \times 0.29462}{0.5014}\right) = 868.99 \text{ t/m}^2$$

- En service

$$p = s(\sigma_0 - \sigma_{inst.about} - \sigma_{diff.about}) = 700.50 \text{ t}$$

$$\sigma_i = 936.96 \text{ t/m}^2$$

VIII.3.3.2. Calcul des contraintes de compression

0.50L

- A la mise en tension

$$\sigma_i = 2505.10 \text{ t/m}^2$$

- En service

$$\sigma_i = 2502.66 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_A = \frac{868.99 + 936.96}{2} = 902.97 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{2505.10 + 2502.66}{2} = 2503.88 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_{fluage} = \frac{L}{2} \times \frac{\sigma'_m}{E_v} = \frac{33}{2} \times \frac{(2503.33 - 902.97)}{2.1199391} = 0.01101 \text{ m}$$

D'où :

$$\Delta_{fluage} = 1.10 \text{ cm}$$

VIII.3.4. déplacement du à la variation de température:

$$\Delta L = \pm 2 \times 10^{-4} / c^o$$

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{33}{2}$$

$$\Delta t = 0.33 \text{ cm}$$

- Déplacement total

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta f_0 + \Delta r + \Delta f) + \Delta t$$

$$\Delta_{max} = 1.23 \text{ cm.}$$

CHAPITRE IX

ETUDE DE

L'HOURLDIS

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURLDIS

IX.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

On calcule les moments fléchissant d'après robot structural analysis, on a les résultats suivants:

Combinaison	Exx		Eyy	
	Travée (t.m)	Appui (t.m)	Travée (t.m)	Appui (t.m)
Combinaison ELS				
25 (G +1,2A(l) +1.2ST)	0.732	0.959	2.831	0.591
27 (G +1,2BC +1.2ST)	0.844	2.710	4.180	2.322
28 (G +1,2BC +1.2ST+)	2.343	2.141	8.071	2.139
29 (G +1,2BC +1.2ST-)	0.456	2.860	2.771	4.540
31 (G +MC120)	0.483	1.658	1.870	1.359
32 (G +MC120+)	1.090	1.389	2.655	1.00
33 (G +MC120-)	0.447	1.736	1.344	1.460
35 (G + D240)	0.841	1.968	3.733	2.38
36 (G + D240+)	0.882	2.184	4.084	2.566
37 (G + D240-)	0.661	2.321	2.606	2.936
Combinaison ELU				
38 (1,35G +1,6BC +1.6ST)	1.134	3.620	5.607	3.076
39 (1,35G +1,6BC +1.6ST+)	3.124	2.866	10.795	2.837
40 (1,35G +1,6BC +1.6ST-)	0.615	4.047	3.739	6.050
41 (1,35G +1,5MC120)	0.625	2.431	2.49	2.348
42 (1,35G +1,5MC120+)	1.644	2.022	3.584	2.236
43 (1,35G +1,5MC120-)	0.569	2.542	1.685	2.454
44 (1,35G +1,5D240)	1.162	2.841	5.299	3.629
45 (1,35G +1,5D240+)	1.224	3.162	5.828	3.937
46 (1,35G +1,5D240-)	0.892	3.369	3.511	4.546
51 (1,35G +1,6A(l) +1.6ST)	0.988	1.293	3.819	0.798

Tableau 45. les moments fléchissant sur l'hourdis.

IX.2. Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura :

Le moment fléchissant max sont obtenu par la combinaison:

(1,35 G+1,35 D240).

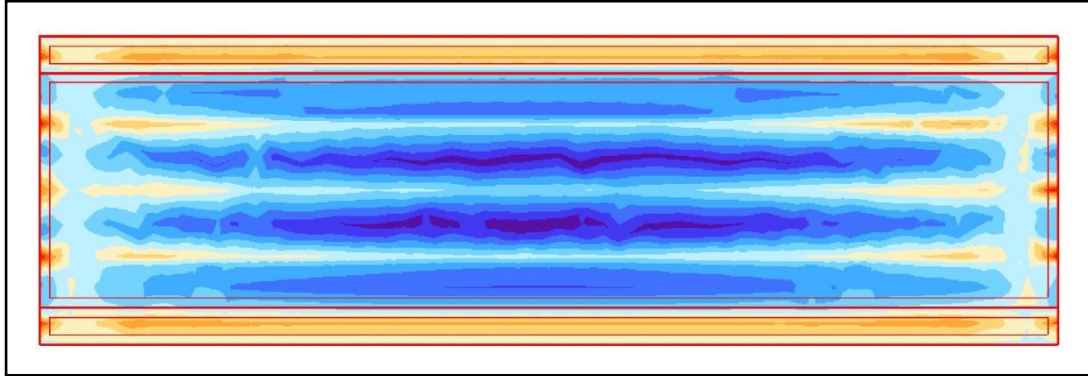


Figure 51. Diagramme du moment longitudinale.

Le moment maximal positif: MELU = 10.79 t.m.

Le moment maximal négatif: MELU = 4.54 t.m

Le ferrailage se fait par le logiciel robot expert :

$$A_{\text{inf}} = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 8.1 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité:

$$A = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_s} = 0.23 \times 1 \times 0.22 \times \frac{2.7}{500} = 2.73 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée, alors on prend $A_{\text{sup}} = 8.1 \text{ cm}^2$

Nappe inférieure: Soit **8 HA16** pour **AS = 16.08 cm²**

Nappe supérieure: Soit **7 HA14** pour **AS = 10.78 cm²**

IX.3. Etude de la flexion transversale

On aura a ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison: **(1,35 G+1,35 D240)**.

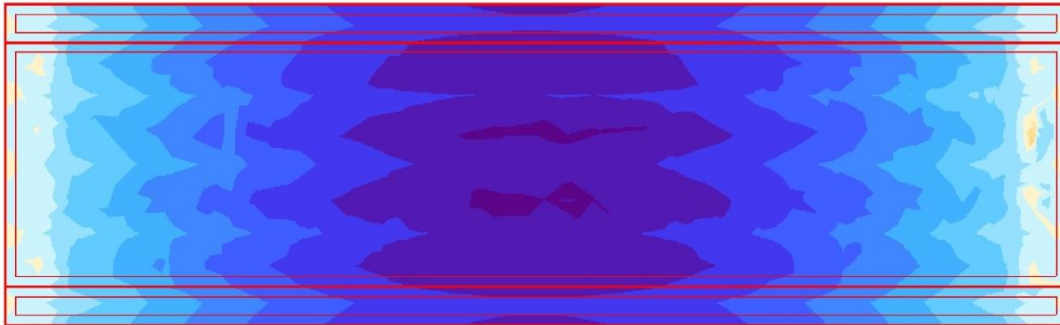


Figure 52. Diagramme du moment transversale.

Le moment maximal positif : MELU = 3.12 t.m.

Le moment maximal négatif : MELU = 4.04 t.m.

Le ferrailage se fait par le logiciel robot expert :

$$A_{\text{inf}} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 5.3 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité:

$$A = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.22 \times \frac{2.7}{500} = 2.73 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée $A_{\text{sup}} = 5.3 \text{ cm}^2$

Nappe inférieure: Soit **7HA12** pour $AS = 7.92 \text{ cm}^2$

Nappe supérieure: Soit **7 HA12** pour $AS = 7.92 \text{ cm}^2$

IX.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les résultats obtenus par Le logiciel **robot**:

L'effort tranchant max est obtenu sur appui

Par la combinaison **(1,35 G+1,35 D240)**.

$$t_b = \frac{v_u}{b_z} \leq \bar{t}_b$$

t_b : Contrainte de cisaillement de l'hourdis.

\bar{t}_b : Contrainte de cisaillement du béton.

$$\bar{t}_b = \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 3.5 MPa .$$

$$V_U = 22.09 \text{ t}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$Z = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm.}$$

$$t_b = \frac{22.09}{100 \times 18} = 122 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 1.2 MPa$$

$$t_b = 1.2 \leq \bar{t}_b = 3.5$$

IX.5.Schémas de ferrailage

IX.5.1. Nappe inferieure

Sens longitudinale: **Soit 8 HA16** pour $AS = 16.08 \text{ cm}^2$

transversale: **Soit 7HA12** pour $AS = 7.92 \text{ cm}^2$

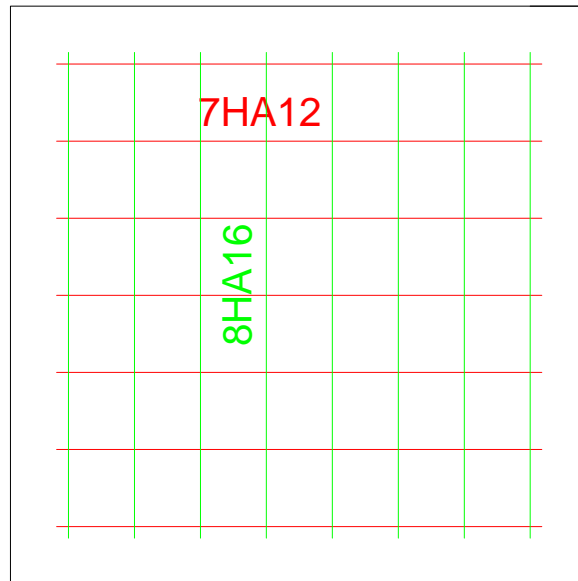


Figure 53. Ferrailage de la nappe inferieure.

IX.5.2. Nappe supérieure

longitudinale: Soit **7 HA14** pour $AS = 10.78 \text{ cm}^2$

transversale: Soit **7 HA12** pour $AS = 7.92 \text{ cm}^2$

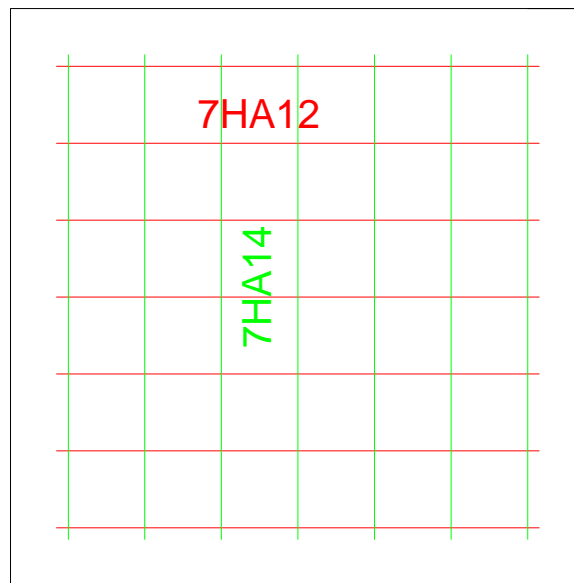


Figure 54. Ferrailage de la nappe supérieur.

CHAPITRE X

LES EQUIPEMENTS

CHAPITRE X : LES EQUIPEMENTS

X.1. Appareil d'appui***X.1.1. Introduction***

Les tabliers de ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont:

- Les articulations en béton;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté;
- Les appareils d'appui spéciaux;
- Les appareils d'appui métalliques.

X.1.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenu par «adhésion» au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8, 10 ou 12 mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- facilité de mise en œuvre.
- facilité de réglage et de contrôle.
- ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure
- ils sont économiques.
- ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ils n'exigent aucun entretien.

X.1.3. Détermination des dimensions de l'appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils d'appuis en élastomère fretté et basé surtout sur la limitation des contraintes de cisaillements qui se développent au niveau du plan de frettage dû aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

- **Réaction maximum**

La réaction maximum est donnée par le logiciel Robot structural analysis est dans l'appui de la poutre de rive : $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 82.06 \text{ t}$.

- **Déplacements :**

Dus au fluage $\Delta f = 1.10 \text{ cm}$.

Dus au retrait $\Delta r = 0.49 \text{ cm}$.

Dus à la rotation $\Delta \theta = 0.93 \text{ cm}$.

Dus à la température $\Delta T = 0.33 \text{ cm}$.

- **Rotation**

Due au poids propre $G = 0.003 \text{ rad}$.

Due à la surcharge $= 0.011 \text{ rad}$

X.1.3.1. Aire de l'appareil d'appui : (Selon le bulletin technique N 04 de SETRA)

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 150 kg/cm^2

D'où : $a \times b > 82.06 \times 10^3 / 150 = 547.06 \text{ cm}$.

$a \times b > 547.06 \text{ cm}$.

X.1.3.2. Hauteur nette de l'élastomère T

La condition à vérifier est : $T \geq U_1 / 0,5$.

U_1 = Déformation lente (retrait, fluage, température)

$U_1 = 1.92 \text{ cm} = 19.2 \text{ mm}$.

$T \geq 19.2 / 0,5 = 38.4 \text{ mm}$.

On prendra : $T = 40 \text{ mm}$ (constitué de 5 feuillets de 8mm chacun).

X.1.3.3. Dimension en plan de l'appareil

Il faut respecter :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Conditions : $a / 10 \leq T \leq a / 5 \Rightarrow 200 \leq a \leq 400$.

On peut prendre : $a = 300 \text{ mm}$. Donc : $b = 400 \text{ mm}$.

- **Efforts de freinage :**

Les charges de chaussées, des systèmes **A (I)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réaction de freinage, effort s exerçant sur la surface de la chassée dans l un ou l autre sens de circulation.

- **Charge A(l) :**

L effort de freinage correspondant à la charge **A (I)** est : $F_A = P_A / (20 + 0,35\%S)$

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de A(l).

S : surfaces chargée donnant l effet le plus défavorable dans nôtre cas on deux voies chargées.

$$S = n \times l_r \times L = 2 \times 23.5 \times 33 = 231m^2$$

$P_A = a_1 \times a_2 \times A(L) \times S$ avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

$$P_A = 277,59 \text{ t.m}^2$$

$$F_A = 13.34 \text{ t}$$

Donc :

$$H_A = F_A / 5.$$

$$H_A = 2.66 \text{ t.}$$

- **Système Bc :**

Chaque essieu d un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D après le fascicule 61 c est le système Bc tel que : $F_{bc} = 30t.$

$$H_{Bc} = F_{bc} / N \text{ appuis} = 30 / (2 \times 5) = 3t.$$

Donc la force qui revient a chaque appareil d appuis $H_{Bc} = 3t.$

- **Effort dû au séisme :**

L intensité du séisme est :

$$\epsilon_H = 0,10 \text{ G} \Rightarrow \epsilon_H = 0,10 \times 606.62 \Rightarrow \epsilon_H = 60.66t.$$

$$\epsilon_V = 0,07 \text{ G} \Rightarrow \epsilon_V = 0,07 \times 606.62 \Rightarrow \epsilon_V = 42.46 \text{ t.}$$

G : Le poids propre du tablier. $G = 606.62 \text{ t.}$

- **Effort dû aux déformations :**

$$H = G \cdot \Delta_{max} \cdot a \cdot b / T.$$

Le déplacement maximum est $\Delta_{max} = 2.01 \text{ cm.}$

G : Module d élasticité transversale.

$$G = 8 \text{ Kg/cm effet lent.}$$

$$G = 16 \text{ Kg/cm effet instantané.}$$

On obtient :

$$H = 8 \times 2.01 \times 30 \times 40 / 5.$$

$$H = 3.85 \text{ t.}$$

- **Effet dû au vent :**

L action du vent est perpendiculaire à l axe horizontal de l ouvrage, on considère une pression ($P=2.10^{-3} \text{ MN/m}$). L effort de vent est :

$$H_v = S \times P$$

$S = h_t \times L_t$ La section latérale sur la quelle agit le vent)

$L_t=99$ m(porté total des travées).

$h_t=1.9+0.08$ m=1.98m (hauteur total du tablée).

D ou :

$S=196.02$ m²

Donc :

$H_v = 0.392$ MN =39.2 t.

$H_{vent} = 39.2/(2 \times 5)=3.92$ t.

X.1.4. Vérification des contraintes :

X.1.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement :

a) Sollicitation sous charge verticale :

σ_m : contrainte de compression sous N_{max} .

$N_{max} = 82.06$ t.

$\sigma_m = N_{max} / a \times b \leq 150$ kg/cm².

$\tau_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3$ G. avec : $G=8$ Kg/cm²

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 30 \times 40 / 2 \times 0.08 \times (30 + 40) = 10,7$.

$\sigma_m = 82.06 \times 10^3 / 30 \times 40 = 68.38$ kg/cm² ≤ 150 Kg / cm². \longrightarrow Vérifiée.

D'où : $\tau_N = 1,5 \times 68.38 / 10.7 = 9.85$ Kg/cm² $\leq \tau = 24$ Kg/cm². \longrightarrow Vérifiée.

b) Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

Sous déplacement lent :

- **Sous déplacement lent :**

$\tau_{H1} = G U_1 / T \leq 0,5$ G.

$\tau_{H1} = 8 \times 1.92 / 5 = 3,07$ Kg/cm².

$\tau_{H1} \leq 0,5 \times 8 = 4$ Kg/cm². \longrightarrow Vérifiée.

- **Sous un effort dynamique (freinage) :**

$\tau_{H2} = HA / a \times b$.

$HA = 2,66$ t.

$\tau_{H2} = 2660 / 30 \times 40 = 2,21$ Kg / cm².

- **Déformation lente + déformation rapide :**

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7$ G.

$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$.

$\tau_H = 3.07 + 2,21 \times 0,5 = 3.39$ Kg/cm² $\leq 0,7 \times 8 = 5,6$ Kg / cm² \longrightarrow Vérifiée.

- **Sollicitation due à une rotation :**

$$\tau_a = \frac{Ga^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2n}$$

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$ rad.

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -0,00367^\circ = -0,000065 \text{ rad.}$$

$$\tau_\alpha = 8 \times 30^2 (-0,000065 + 0,01) / 2 \times 0,8^2 \times 5 = 11,17 \text{ Kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 G$

$$\tau = 13,5 + 2,21 + 5,6 = 21,31 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

- **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg / cm}^2. \\ H \leq f N_{\min}. \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\min} = 46,10 \cdot 10^3 / 30 \times 40.$$

$$\sigma_{\min} = 38,41 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + (6 / \sigma_{\min}) = 0,1 + 6 / 38,41 = 0,158.$$

$$f \times N_{\min} = 0,158 \times 46,10 = 7,32t$$

- **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = G \times a \times b \times U1 / T.$$

$$H = 8 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 40 \times 1,92 / 5 = 3,68 t < 8,21 t. \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

- **H due au séisme :**

$$H_s = 60,66 / 2 \times 5 = 6,06 < 8,21 t. \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

X.1.4.2. Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{ax\sigma_m}{\beta x\sigma_e}. \\ t_s \geq 2\text{mm}. \end{array} \right.$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acier E24-1: } e < 3\text{mm \{SETRA Bulletin technique\})}$$

$$t_s \geq 30 \times 68,38 / 10 \times 2200 = 0,93 \text{ mm et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On prendra : $t_s = 3 \text{ mm.}$

La hauteur total est donc multipliée par (e) plus l'épaisseur d'une frette. Donc l'appui sera désigné par l'appellation : $n = t + t_s$ avec $t = 8 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm.}$

$$\text{Donc : } H_{\text{TOTAL}} = 11 \times 5 = 55 \text{ mm.}$$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **400 x 300 x 5 (8 + 3).**

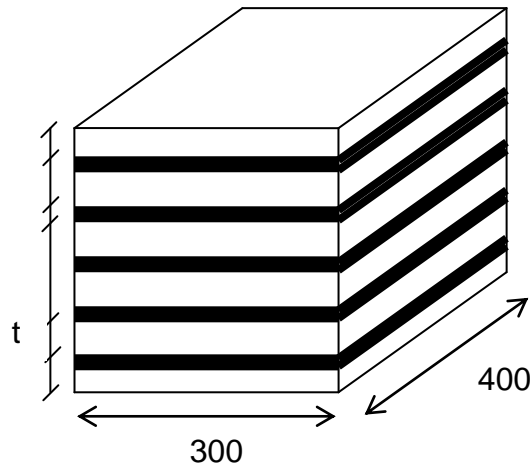


Figure 55. appareil d'appui.

X.1.5. Ferrailage de dé d appui :

Le dé d appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions du de d'appuis :

$$A = 50 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25R_{\max}$.

$$R_{\max} = 82.06 \text{ t.}$$

$$D'où : A_C = 0,25R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 6.15 \text{ cm}^2. \text{ en prend 4HA16 pour } A_C = 8.04 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 3.07 \text{ cm}^2. \text{ On prend 3HA14 pour } A_p = 4.62 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de diffusion :**

X.1.5.1. Ferrailage de surface « frettes sup » :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_{fs} = 0.04 R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 0.98 \text{ cm}^2. \text{ On prend 4 HA8 pour } A_{fs} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

X.1.5.2. Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < Z < h$
 $h = 15 \text{ cm}.$

$$A_{fi} = 0.1 R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 2.64 \text{ cm}^2. \text{ On prend 7 HA8 pour } A_{fi} = 3,51 \text{ cm}^2.$$

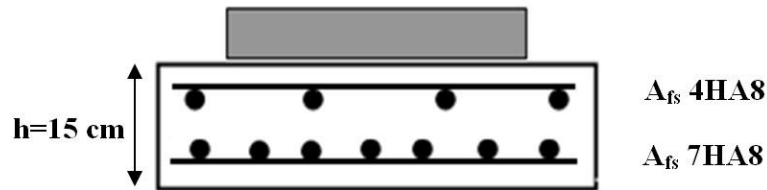


Figure 56. Ferrailage du dé d'appui.

X.2. Calcul du joint de chaussée

X.2.1. Introduction

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans le plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3000** véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre **1000** et **3000** véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.

X.2.2. Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- 1- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement du au freinage ($\Delta t + \epsilon_f$) < **T**.
- 2- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme ($\Delta t + \epsilon_s$) < **1,3 T**.

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints **ALGAFLEX**.

X.2.2.1. Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1.92 \text{ cm.}$$

X.2.2.2. Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante : $\epsilon_f = T H/G S$.

Avec G : module de déformation transversale.

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations lentes.

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations instantanées.

$\epsilon_f = 5 \times 2660 / 16 \times 30 \times 40 = 0.69 \text{ cm} = \mathbf{6,9 \text{ mm}}$.

X.2.2.3 Déplacement dû au séisme

$$\varepsilon_s = T H_s / G . S. \text{ avec } H_s = 6.06 \text{ t/appareil}$$

$$\varepsilon_s = 5 \times 6060 / 16 \times 30 \times 40 = 1.57 \text{ cm} = 15.7 \text{ mm}$$

X.2.2.4. Combinaison

$$\Delta t + \varepsilon f = 19,2 + 6,9 = 26,1 \text{ mm.}$$

$$\Delta t + \varepsilon s = 19.2 + 15,7 = 29.9 \text{ mm.}$$

D'après le bulletin technique de **ALGA**, on opte au joint **T80**.



Figure 57. Joint de chaussée.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisante vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Références bibliographiques

- **OUVRAGES :**

- 📖 REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES
- 📖 CONCEPTION DES PONTS : CALGARO ET BERNARD GELY.
- 📖 CONCEPTION DES PONTS : CALGARO ET BERNARD GELY.
- 📖 PROJET DE CONSTRUCTION DES PONTS : CALGARO.
- 📖 BETON PRECONTRAINTE AUX ETATS LIMITES : ENPC.
- 📖 FASCICULE 61 TITRE II DU CPC : PROGRAMME DE CHARGES ET
EPREUVES DES PONTS-ROUTES.
- 📖 POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION : VIPP (SETRA) .
- 📖 DOCUMENTS S E T R A.
- 📖 CALCUL DES OUVRAGES GENERAUX DE CONSTRUCTION : MICHEL PRAT.
- 📖 THESES DE FIN D'ETUDE : ENTP.

- **COURS :**

- 📖 Cours de ponts 1^{ère} année master.
- 📖 COURS OUVRAGE D'ART (Mongi Ben azzouz)

- **LOGICIELS :**

- 📖 RSA 2010 : MODELISATION.
- 📖 ROBOT EXPERT : FERRAILLAGE.
- 📖 AUTO CAD 2009 : DESSIN.
- 📖 MICROSOFT OFFICE 2007.