

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT A
POUTRE EN BETON PRECONTRAIT DU
PK36+338.45 AU PK36+437.85 DE LA LIAISON
RELIANT LE PORT CENTRE A
L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

LAOUADI Nour El Houda

Encadré par :

Mme ADJABI Hanane
Mr TAKI Mohamed

Promotion 2019 /2020

Remerciements

Je remercie le Bon-Dieu tout-puissant qui m'a donné la Force, Le courage et la volonté de réaliser ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance que je remercie mon Promoteur Mme: **ADJABI HANANE**, Mr: **TAKI MOHAMED** Pour m'avoir encadré et pour ses précieuses collaborations ces Conseils.

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

J'adresse également ma profonde gratitude au personnel Pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la Réalisation de ce PFE.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À mes chers parents ma mère et mon père. Pour leur patience,
leur amour, leur soutien et leurs encouragements.*

À mes meilleurs amis :

*HUDA, AICHA, CHAIMA, INTISSAR, KHAWLA, ASMA,
SAFIA, ...*

LAOUADI NOUR EL HOUDA.

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع إلى تصميم ودراسة جسر طوله 125.48م المتواجد في النقطة الكيلو مترية يعتبر هذا ، الجسر النقطة الواصلة بين الميناء المركزي و الطريق السريع شرق- غرب . بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة , تقديم المشروع. عرجنا بعدها إلى التصميم وإعطاء الأبعاد المبدئية. حيث قمنا بإعطاء ثلاث اقتراحات ممكنة ثم اخترنا الاقتراح الأكثر ملائمة (جسر ذات روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا), بناء على تحليل متعدد المعايير. ثم انتقلنا إلى دراسة مفصلة للاقتراح المحدد وهي: خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجس - دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد- دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر- تصميم و دراسة البنية التحتية :الركائز و الدعامات, أخيرا خاتمة عامة .للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبوت أوتوديسك 2018من أجل دراسة هذا المشروع

Résumé

Ce travail modeste vise à concevoir et à étudier un pont de 125,48 mètres situé au point Km. Il s'agit du pont qui relie le port central à l'autoroute Est-Ouest. Nous avons commencé ce travail par une introduction générale, une introduction au projet. Ensuite, nous sommes revenus au design et avons donné les dimensions initiales. Nous avons donné trois suggestions possibles puis nous avons choisi la plus appropriée (un pont à poutrelles en béton précontraint), sur la base d'une analyse multicritères. Puis nous sommes passés à une étude détaillée de la proposition spécifique qui est: Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul et l'évaluation des charges utiles et des surcharges appliquées à la palpation - Etude du béton précontraint - Etude des autres éléments de la surface du pont - Conception et étude des infrastructures: Piliers et supports, enfin une conclusion générale. Avec l'aide du programme de robot Autodesk 2018 pour étudier ce projet.

Abstract

The objective of this work is the design and study of a road bridge type with prefabricated prestressed beams with two identical spans that carry a communal path with two ways which will serve as an overpass of the penetrating linking The central port to the east-west highway.

This project, whose purpose is design and study of road bridge, consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization with characteristics for the design of the variants. Once the variant chosen, we begin the study of structure elements, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with, supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation.

Mots clés : Précontrainte par poste tension, poutre, voussoir, encorbellement successif, tablier, pile,

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

AEO : Autoroute Est- Ouest.

BAU : Bande d'arrêt d'urgence.

BDG : bande dérasée de gauche.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

12T15 : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

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

CCP : Complément des charges permanentes.

BB : béton bitumineux.

CCTP : Contrôle technique des travaux publics.

COMB : Combinaison.

Sup : Supérieure.

Inf : inférieure.

St : Espacement des armatures.

XR: Centre de rigidité.

Mp: Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

HT: Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température .

LISTE DES FIGURES

Figure I .1. Illustration de l'ISS.....	4
Figure I .2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.....	5
Figure I.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets.....	7
Figure I .4. Modèles des fondations (FEMA 440).....	8
Figure II. 1. Localisation de l'ouvrage.....	10
Figure II. 2. Carte de zone sismique	13
Figure II. 3. réparation des précipitations de la campagne agricole2012/2013.....	13
Figure II. 4. Vue en plan.....	14
Figure II. 4. Profil en long.....	14
Figure III. 1. Perspective du pont dalle.....	15
Figure III. 2. Section transversale de la dalle.....	16
Figure III. 3. Vue en élévation de la variante 01.....	17
Figure III.4.Coupe transversale de la poutre.....	18
Figure III.5. Morphologie général de pont type VIPP.....	19
Figure III.6.Vue en élévation de la variante 03.....	19
Figure III. 7. différentes sections de la poutre de la variante VIPP.....	20
Figure III. 8. sections transversales du tablier de la variante 03.....	21
Figure V.1.Largeur chargeable selon RCPR.....	28
Figure V.1.Coupe longitudinale de la poutre.....	29
Figure V.2.Système de chargement Bc.....	32
Figure V.3. Système de chargement Br.....	32
Figure V.4. Système de chargement Bt.....	33
Figure V.5. Système de chargement MC120.....	33
Figure V.5. Système de chargement MC240.....	34

Figure VI. 1. Modèle des poutres.....	42
Figure VI. 2. Vue 3D.....	42
Figure VI.4. Coupe Transversale.....	43
Figure VI. 5. Modélisation des appuis.....	43
Figure VI.6. Effort maximaux à l'E.L.S obtenu par robot 2018.....	45
Figure VI.7. Effort maximaux à l'E.L.U obtenu par robot 2018.....	45
Figure VI.8. Effort Min à l'E.L.S obtenu par robot 2018.....	46
Figure VI.9. Effort Min à l'E.L.U obtenu par robot 2018.....	46
Figure VII. 1. Caractéristique déférentes sections de poutre.....	50
Figure VII. 2. Disposition des câbles à l'about.....	53
Figure VII. 3. Disposition des câbles à mi- travée.....	54
Figure VII.4. Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre.....	55
Figure VII.5. Les contraintes limites à respecter.....	57
Figure VII.6.diagramme des contraintes à mi travée.....	59
Figure VII.7. Ferrailage de la poutre à mi- travée.....	60
Figure VII. 8. Diagramme de déformation du béton et de l'acier.....	61
Figure VII. 9. Zones de concentration des contraintes.....	62
Figure VII. 10. Schéma de la zone d'appui.....	64
Figure. VIII. 1.Le diagramme de MY maximale dans le sens transversal.....	66
Figures VIII. 2 Section d'étude du ferrailage de la dalle.....	67
Figure VIII. 3. Schéma de ferrailage transversale de la dalle.....	68
Figure VIII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.....	69
Figure X.1.appareil d'appui en élastomère fretté.....	76
Figure X.2. Joint de chausse GTA 30/50.....	79
Figure X.3. Dimension de la corniche préfabriquée.....	80
Figure XI.1. Schéma de ferrailage du fût.....	86
Figure XI.2. Schéma d'Armature transversale.....	88
Figure XI. 3. Ferrailage du mur frontal.....	94
Figure. XI.4. Vue en plan du ferrailage de mur garde grève.....	95
Figure XI. 5. Ferrailage du corbeau.....	95
Figure XI.6. Moments sur mur en retour généré par modélisation.....	96
Figure XI.7. Ferrailage du Mur en retour.....	97
Figure XI.8. Ferrailage de la semelle sous culée.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Facteur de modification.....	8
Tableau II.1.résultats des essais de laboratoire.....	12
Tableau II.2. Accélération de la zone.....	12
Tableau III.1 - Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.....	19
Tableau. IV.1.Caractéristique des bétons utilisés.....	24
Tableau. IV.2.Caractéristique des bétons utilisés.....	24
Tableau IV.3. Contraintes limites des aciers passifs.....	25
Tableau V.1. Coefficients a_1	30
Tableau V.2. Valeur de V_0 pour le coefficient a_2	31
Tableau V. 3. Coefficient de majoration (Bc).....	32
Tableau V. 4. Coefficient de majoration (Bt).....	33
Tableau V. 5. Tableau de la charge MC120.....	34
Tableau V. 6. L'effort de freinage.....	35
Tableau V.7. Les coefficients multiplicateurs des actions.....	35
Tableau VI.1.Définition des charges et surcharges.....	44
Tableau VI.2.résultats de calcul fait par robot 2018.....	44
Tableau VI.3.Combinaisons de charge.....	44
Tableau VII.1. Les caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis.....	51
Tableau VII. 2. Vérification des contraintes pour les différentes phases.....	52
Tableau VII. 3. Etapes de calcul des angles de relevages pour Les deux câbles.....	54
Tableau VII. 4. Récapitulatif des pertes totales.....	56

Tableau VIII. 1. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.....	67
Tableau VIII. 2. Choix des armatures transversales.....	68
Tableau VIII. 3. Choix des armatures longitudinales.....	69
Tableau VIII. 4. Vérification de non poinçonnement.....	70
Tableau IX. 1. Caractéristiques sismologiques du site	71
Tableau IX.2. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.....	75
Tableau XI.1.les réactions.....	81
Tableau XI.2.réaction dues aux combinaisons.....	82
Tableau XI.3.évaluation des charges.....	87
Tableau XI.4. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.....	90
Tableau XI.05. Calcul du coefficient de poussée.....	91
Tableau XI. 6. Résultats des efforts dus aux charges statiques.....	91
Tableau XI. 7. Résultats des efforts dus aux charges sismiques.....	91
Tableau XI. 8. Résultats des charges sismiques dues la poussée des terres.....	92
Tableau XI. 9. Résultats des charges sismiques dues au tablier.....	92
Tableau XI. 10. Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques dues à la pousse...92	
Tableau XI. 11. Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques.....	92
Tableau XI. 12. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.....	93
Tableau XI. 13. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle.....	97

TABLE DES MATIERES :

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	2
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. DEFINITION INTERACTION SOL - STRUCTURE	3
I.3. TYPES D'INTERACTION.....	4
I.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE	4
I.3.2. INTERACTION INERTIELLE.....	5
I.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE.....	5
I.5. EFFETS DE L'ISS (FEMA – 440).....	6
I.5.1. EFFETS CINEMATIQUES.....	7
I.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION.....	8
I.6. CONCLUSION	9
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	10
II .1. INTRODUCTION.....	10
II .2. SITUATION DE L'OUVRAGE.....	10
II .3. LES DONNEES DE PROJET.....	11
II.3.1. LES DONNEES NATURELLES	11
II .3.1.1. LES DONNEES GEOTECHNIQUES.....	11
II.3.1.1.1. LES ESSAIS IN SITU.....	11
II.3.1.1.2. LES ESSAIS AUX LABORATOIRES.....	11
II 3.2. LES DONNEES SISMIQUES.....	12
II .3.3. LES DONNEES CLIMATIQUES.....	13
II.3.4. LES DONNEES TOPOGRAPHIQUES	14
II.4. LES DONNEES FONCTIONNELLES.....	14
II .4.1. TRACER EN PLAN.....	14
II.4.2. PROFIL EN LONG.....	14
II.5. CONCLUSION.....	14

III. CONCEPTION GENERALE.....	15
III.1. INTRODUCTION.....	15
III.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE.....	15
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES.....	15
III.3.1. VARIANTE 01 : PONT DALLE EN BETON PRECONTRAINTE.....	15
III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01.....	16
III.3.1.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	16
III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01.....	17
III.3.2. VARIANTE 02 : PONT A POUTRE EN BETON ARME.....	17
III.3.2.1 Pré dimensionnement de la poutre 02.....	17
III.3.2.2. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 02.....	18
III.3.3. VARIANTE 03 : UN PONT A POUTRES PRECONTRAINTES.....	19
III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03.....	19
III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT.....	19
III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE03.....	21
III.4. ANALYSE MULTICRITERES.....	21
III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES.....	21
III.5. CONCLUSION.....	22
IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	23
IV.1. INTRODUCTION.....	23
IV.2. CHOIX DE MATERIAUX.....	23
IV.2.1. LE BETON.....	23
IV.2.1.1 RESISTANCE EN COMPRESSION.....	23
IV.2.1.2. RESISTANCE EN TRACTION.....	23
IV.2.1.3.CONTRAINTE ADMISSIBLE.....	23
IV.2.1.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION.....	24
IV.2.1.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION.....	24
IV.2.1.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALE DU BETON.....	24
IV.2.1.5. DEFORMATION TRANSVERSALE.....	24
IV.2.2. LES ACIERS.....	25
IV.2.2.1. ACIERS PASSIFS.....	25

IV.2.2.2 LES ACIERS ACTIFS.....	26
IV.3. REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL	26
IV.4. CONCLUSION.....	27
V. CHARGES ET SURCHARGES.....	28
V.1. INTRODUCTION.....	28
V.2. LES CARACTERISTIQUES DU PONT	28
V.3. EVALUATION DES CHARGES.....	28
V.3.1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES.....	28
V.3.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES.....	29
V.3.3. LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE).....	30
V.4. EVALUATION DES SURCHARGES.....	30
V.4.1. SYSTEME DE CHARGE A(L).....	30
V.4.2. SYSTEME B.....	31
V.4.2.1. CAMION BC / Article 4.5.1 RCPR.....	32
V.4.2.2. TANDEM Br/Article 4.5.2 RCPR.....	32
V.4.2.3. TANDEM Bt /Article 4.5.3 RCPR	33
V.4.3. CONVOI MC 120.....	33
V.4.4. SYSTEME D240.....	34
V.4.5. SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST).....	34
V.4.6. EFFORT DE FREINAGE.....	34
V.5. COMBINAISON D' ACTIONS.....	35
V.6. Calcul des efforts tranchants ET Moment fléchissant longitudinaux	35
V.6.1 poids propre.....	35
V.6.2 Système de charges A.....	35
V.6.3. Système de charges Bc.....	36
V.6.4. Système de charges Bt.....	37
V.6.5. La surcharge militaire Mc 120.....	38
V.6.6. SYSTEME D240	39
V.6.7 système Br.....	39
V.6.8 Surcharge sur trottoirs.....	40
V.7. CONCLUSION.....	40

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	41
VI.1. MODELISATION DU TABLIER.....	41
VI.2. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	42
VI.2.1. LES POUTRES.....	42
VI.2.2. L'HOUDIS.....	42
VI.2.3. LES APPUIS.....	43
VI.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	43
VI.3.1. Définition des charges	43
VI.3.2 COMBINAISONS D' ACTIONS.....	44
VI.4. RESULTATS.....	45
VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINT.....	47
VII.1. INTRODUCTION.....	47
VII.2. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT.....	47
VII.3. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL.....	47
VII.4. CALCULE DE LA PRECONTRAINT.....	48
VII.4.1 NOMBRE DES CABLES.....	48
VII.4.2. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES.....	51
VII.5. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES.....	53
VII.5.1. SECTION D'ABOUT (pour $X=0$).....	53
VII.5.2. SECTION MEDIANE (pour $X= L/2$).....	53
VII.5.3. DETERMINATION DE L' ANGLE DE RELEVAGE.....	54
VII.5.4. ALLURE DES CABLES.....	55
VII.6. CALCUL DES PERTES.....	55
VII.6.1. LES PERTES DE TENSION INSTANTANEEES.....	55
VII.6.2. LES PERTES DIFFERES.....	55
VII.6.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES.....	55
VII.7. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.....	56
VII.8. JUSTIFICATION DES POUTRES.....	56
VII.8.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES L'ELS.....	56
VII.8.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	57
VII.8.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU.....	58

VII.8.4. JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON.....	58
VII.9. FERRAILLAGE PASSIF.....	58
VII.9.1. ARMATURES LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE.....	58
VII.10. ARMATURES DE PEAU.....	59
VII.10. 1. LONGITUDINALEMENT.....	59
VII.10.2. TRANSVERSALEMENT.....	59
VII.10.3. CADRES DE TALON.....	59
VII.10.4. ARMATURES SUPERIEURES DE LA TABLE.....	59
VII.11.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	60
VII.12. JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D’ABOUT.....	61
VII.12. 1.ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION...	61
VII.12.1.1. ZONE DE SURFACE.....	62
VII.12.1.2. ZONE D’ECLATEMENT.....	62
VII.12.1.2.1.FERRAILLAGE DE LA ZONE D’ECLATEMENT.....	63
VII.12.1.3. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE.....	63
VII.12.2.ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION..	63
VII.12.3.VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ..	64
VII.13.ÉTUDE DE LA ZONE D’APPUI.....	64
VII.13.1. EQUILIBRE E LA BIELLE D’ABOUT.....	64
VII.14. CONCLUSION.....	65
VIII .ETUDE DE LA DALLE.....	66
VIII.1. INTRODUCTION.....	66
VIII.2. ETUDE DE LA FLEXION.....	66
VIII.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	66
VIII.3.1. FLEXION LOCALE.....	66
VIII.3.1.1. FERRAILLAGE.....	67
VIII.3.1.2. DISPOSITION CONSTRUCTIVE.....	68
VIII.3.1.3. ESPACEMENT DES ARMATURES.....	68
VIII.3.1.4. CHOIX LES ACIERS TRANSVERSALE.....	68
VIII.3.1.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	68
VIII.3.2. FLEXION GLOBALE.....	68

VIII.3.2.1. FERRAILLAGE.....	68
VIII.3.2.2. CHOIX LES ACIERS LONGITUDINALE.....	69
VIII.3.2.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	69
VIII.4. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT.....	69
VIII.5. CONCLUSION.....	70
IX. ETUDE SISMIQUE.....	71
IX.1. INTRODUCTION.....	71
IX.2. CARACTERISTIQUES.....	71
IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	71
IX.4. SEISME LONGITUDINAL.....	71
IX.4.1. DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME.....	72
IX.4.2. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME.....	72
IX.4.3. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME.....	72
IX.4.4. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE.....	72
IX.4.5. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE.....	73
IX.4.6. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES.....	73
IX.4.7. EVALUATION DES DEPLACEMENTS.....	73
IX.5. SEISME TRANSVERSAL.....	73
IX.5.1. METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE.....	73
IX.5.2. DISTRIBUTION DES MASSES ET CALCUL DES RIGIDITES.....	73
IX.5.3. VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION.....	74
IX.5.4. EVALUATION DES EFFORTS.....	74
IX.6. SEISME VERTICAL.....	74
IX.7. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	74
IX.8. CONCLUSION.....	75
X : EQUIPEMENTS DU TABLIER.....	76
X.1. INTRODUCTION.....	76
X.2. APPAREIL D'APPUI.....	76
X.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS.....	76
X.2.1.1. AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI.....	76

X.2.1.2.HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE.....	76
X.2.1.3.DIMENSIONNEMENT DES FRETTE.....	77
X.2.2. VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI.....	77
X.2.2.1.RESISTANCE A LA COMPRESSION	77
X.2.2.2.SECURITE AU FLAMBEMENT.....	77
X.2.2.3.LIMITATION DE LA DISTORSION.....	78
X.3.JOINT DE CHAUSSEE	78
X.3.1.CHOIX DU TYPE DE JOINT.....	78
X.3.2.TYPE DE JOINT.....	79
X.4.L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT.....	79
X.5.LES CORNICHES.....	80
X.6. LES DISPOSITIONS RETENUES.....	80
X.7.CONCLUSION.....	80

XI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....81

XI.1. INTRODUCTION.....	81
XI.2. ETUDE DE LA PILE.....	81
XI.2.1. Les dimensions de la pile.....	81
XI.2.2. Evaluation des efforts.....	81
XI.2.3. Etude et ferrailage de la pile.....	82
XI.2.3.1. Le chevêtre.....	82
XI.2.3.2. Calcul du fut.....	85
XI.2.3.3. La semelle.....	87
XI.3. ETUDE DE LA CULEE.....	89
XI.3.1. Choix de type de culée.....	89
XI.3.2. Pré-dimensionnement de la culée.....	90
XI.3.3. Evaluation des efforts dus aux poussées.....	90
XI.3.4. Etude statique de la culée.....	91
XI.3.6.ferrailage des éléments de la culée	92
XI.3.6.1.mure frontal.....	93
XI.3.6.2.mur garde grève	94
XI.3.6.2.1.moment total a l'encastrement	94

XI.3.6.3.corbeau.....	95
XI.3.6.4.mur en retour.....	95
XI.3.6.5.dalle de transition.....	97
XI.3.6.6.ferailage de la semelle sous culee.....	97
XI.4. CONCLUSION.....	98

ANNEXES :

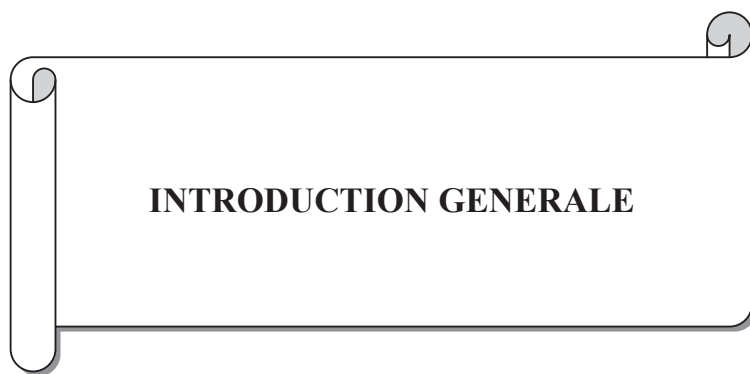
ANNEXE 01 : RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 02 : CONCEPTION DES APPUIS

ANNEXE 03 : calcul des sollicitations

ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

ANNEXE 05 : LA PILLE / LA CULEE



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer la conception et l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte sur l'axe autoroutier assurant la liaison entre le port centre de Cherchell à l'autoroute EST- OUEST , avec une bretelle vers la gare ferroviaire d'El Affroun ; ce projet va passer par plusieurs étapes ou phases.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer de différentes variantes, le choix de la meilleure variante se fera après le pré dimensionnement et l'analyse multicritère qualitative, la variante retenue, sera étudié à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui diffèrent d'un pont à un autre. Ces éléments vont être étudié et dimensionner, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcul, basée sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Enfin, l'étude d'infrastructure, on commençant par une étude sismique pour la détermination du ferrailage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) et aussi le dimensionnement des équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.



**CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :
INTERACTION SOL-STRUCTURE**

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE.

I.1. INTRODUCTION :

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans la réponse sismique des structures, tels que les ponts, les barrages ainsi que des bâtiments reposant sur des sols meubles. La question qui se pose est de savoir comment ces deux facteurs (sol et structure) interagissent et dans quelle mesure le mouvement du sol support est affecté par la réponse de la structure. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol structure.

En ce qui concerne les ponts, la réponse sismique est influencée par celle du sol, le chargement sismique et les propriétés mécaniques du sol et de la structure. En vue d'un calcul parasismique, c.-à-d calcul dynamique d'un pont pour évaluer sa réponse, l'ingénieur doit estimer l'excitation sismique agissant à la base de l'ouvrage. Il doit appliquer cette excitation à la base de l'ouvrage de façon à procéder au dimensionnement des éléments structuraux pour répondre aux exigences du futur séisme. La réponse sismique du système sol-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu.

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente d'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure (Grange, 2008). Les déformations de l'ouvrage pendant un tremblement de terre sont affectées par les interactions entre les trois systèmes liés: la structure, la fondation, et les formations géologiques sous-jacentes et entourant les fondations.

L'analyse de l'interaction sismique, sol-structure consiste à évaluer la réponse collective de ces sous- systèmes à un mouvement du sol en champ libre. L'interaction entre ces trois sous-systèmes résulte en deux phénomènes physiques se dénommant Interaction Inertielle et Interaction Cinématique. Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage temporel.

Ainsi, ce chapitre est consacré à la présentation des notions théoriques de base concernant le phénomène d'interaction sol-structure dans le domaine des ponts.

I.2. APERÇU SUR L'INTERACTION SOL – STRUCTURE :

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 20^{ème} siècle (Linger 1972). Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs (Heyman 1972). Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement (Linger 1972) et par la suite, de la même manière pour les tranchées couvertes (Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés :

- Chargement inertiel.
- Chargement cinématique.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part dû au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- ✓ Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable.
- ✓ La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas.
- ✓ Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique.
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage.
- Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol structure (ISS). La Figure I .1 illustre bien le problème de (ISS). Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

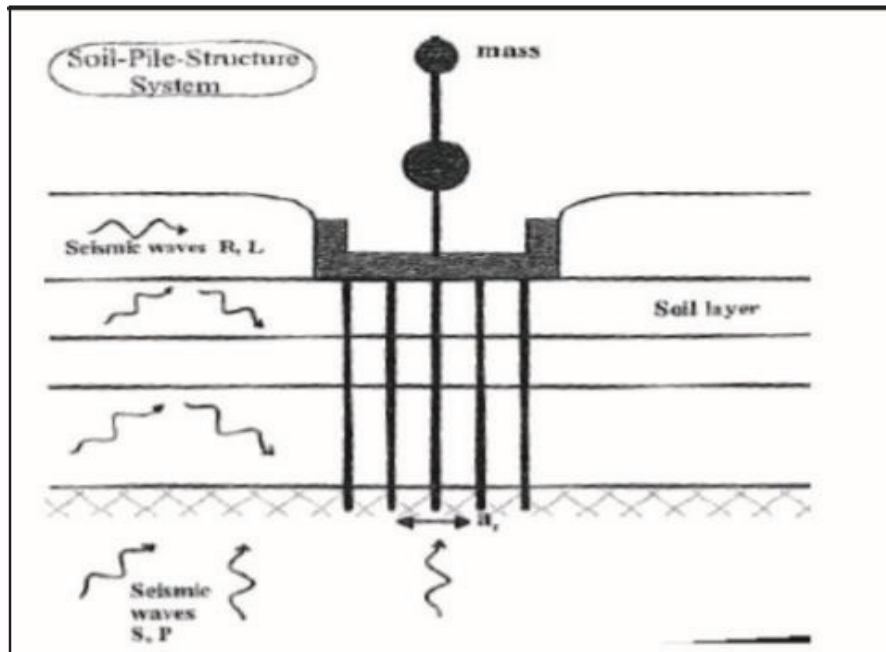


Figure I .1. Illustration de l'ISS

La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- Des ondes de cisaillement : onde S.
- Des ondes de dilatation : onde P.
- Des ondes de surfaces : onde R ou L.

La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

I.3. TYPES D'INTERACTION

I.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les fondations (pieux, radier...) à se déplacer et par conséquent entraîner la structure supportée.

Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol d'une part et les structures de fondation d'autre part. Les ondes incidentes sont également réfléchies et dispersées par la fondation, qui en retour développe des sollicitations supplémentaires.

I.3.2. INTERACTION INERTIELLE :

Sous sollicitation sismique, Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires.

I.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE :

En général, l’ISS entraîne :

-Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l’accélération selon la zone où l’on se situe sur le spectre élastique.

-Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse.

-Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur de l’ouvrage.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l’ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu’ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

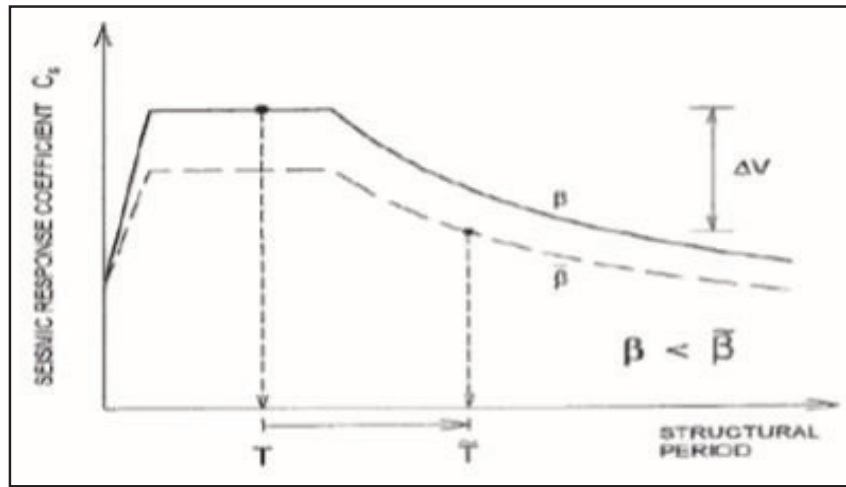


Figure I.2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l’ISS [20]

La prise en compte de l’ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure I.2 que la prise en compte de l’ISS permet d’augmenter la période Propre d’oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu’avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

I.5. EFFETS DE L’ISS (FEMA-440) :

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d’interaction sol structure d’après la réglementation Fédéral Emergency Management Agency (FEMA 440) (2006). La méthode présentée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte :

- L’introduction de flexibilité du système sol-structure.

- Les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- La dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le FEMA 440 (2006), ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure.

Le FEMA 440, propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé. La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la Figure I.3.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

-Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T .

-Calcul d'une période de base flexible T approchée (ex. lits de ressort)

-Incorporation de l'amortissement de la fondation β_{eff} dû à la radiation du système :

$$\beta_0 = \beta_f + \beta_i$$

β_i : amortissement de la structure a base fixe.

β_f : l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure.

β_0 : un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation.

Correction des ordonnées spectrales du séisme du champ libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation.[18]

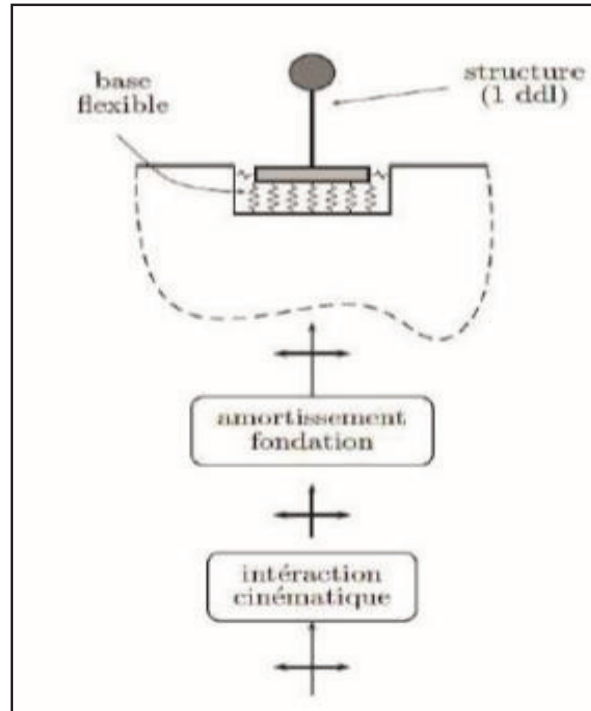


Figure I.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets

I.5.1. EFFETS CINEMATIQUES

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes ($T < 0,5$ s), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m. On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

1. calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{a \cdot b}$$

a et b sont des mesures globales.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq \text{que la valeur pour } T = 0.2$$

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{T n v_s}\right) \geq \text{que le maximum entre } 0.453 \text{ et la valeur } T = 0.2$$

Où e est la profondeur de la fondation en pieds, V_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en ft/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau I.1.)

Pour chaque période T. Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre. [18]

Tableau I.1. Facteur de modification

PGA	0.10	0.15	0.20	0.30
N	0.90	0.80	0.70	0.65

4. Calcul du facteur de modification total RRS:

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e$$

I.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION :

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par β_r on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation β_0 . La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$.

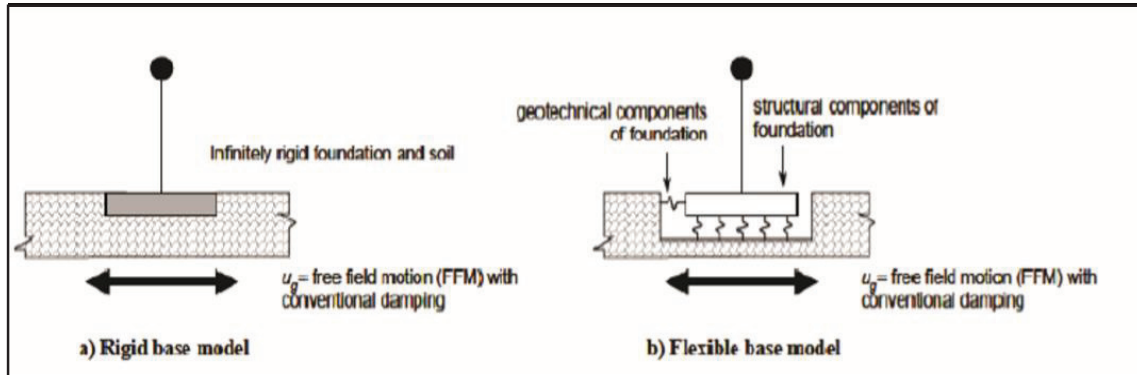


Figure. I .4. Modèles des fondations (FEMA 440) [18]

1. Evaluation de la période fondamentale de la structuré a base fixe T et a base flexible \bar{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.

2. Calcule la rigidité effective de base fixe K^*_{fiX}

$$K^*_{fiX} = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Où M^* est la masse effective correspondant au premier mode propre de base fixe.

3. Calcul du rayon équivalent de la fondation r_u .

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad \text{ou } A_f \text{ est l'aire de la fondation.}$$

4. Evaluation de la rigidité en translation de la fondation K_X , par exemple avec :

$$K_X = \frac{8}{2-\nu} G r_u$$

G est le module de cisaillement et ν le module de poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon :

$$K_\theta = \frac{K^*_{fiX} (h^*)^2}{\left(\frac{\bar{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K^*_{fiX}}{K_X}}$$

$$r_\theta = \left(\frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G} \right)^{1/3}$$

Où : K_θ est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective :

$$\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\frac{\bar{T}}{T} \right)^2 - 1 \right]^{0.5}$$

Ou μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée a la fin de calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{eff} = a1 \left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a2 \left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$$

Ou β_{eff} est en pourcentage et

$$a1 = Cc \exp \left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_0} \right)$$

$$a2 = Cc \left(25 \log \frac{h}{r_0} - 16 \right)$$

$$Cc = 1.5 \frac{e}{r_u} + 1$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3}$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnés du spectre doivent être corrigées par le facteur RRS. [18]

I.6. CONCLUSION :

De cette brève étude bibliographique, nous avons retenu les points essentiels suivants :

- Pour aborder d'une manière juste et réaliste une étude sur le comportement des ouvrages en relation avec le sol qui les supporte, il faut obligatoirement passer par une caractérisation de l'interaction sol-structure, surtout en zones sismiques.
- L'étude de l'interaction sol-structure nécessite une bonne connaissance du sol support (paramètres mécaniques et physiques).
- Pour les ponts, L'interaction sol structure n'a pas une très grande influence lorsque l'ouvrage se trouve dans un site rocheux



CHAPITRE II :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II .1. INTRODUCTION :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque tous les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II .2. SITUATION DE L'OUVRAGE:

Notre ouvrage représente un passage supérieur de la liaison reliant le port centre de Cherchell à l'Autoroute Est-Ouest, une bretelle vers la gare ferroviaire d'El Affroun du pk 36+338.45 au pk 36+437.85, la zone de projet, se trouve dans la Wilaya de tipaza elle englobe dans sa partie Nord – Ouest la commune côtière de Cherchell, et dans la partie Sud – Est, les localités de Hadjout, Bourkika, Ahmeur El Ain et El Affroun. (Voir fig. 1).



Figure II.1. Localisation de l'ouvrage

II .3.LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1.LES DONNEES NATURELLES :

Les données naturelles sont les éléments relatifs à l'environnement qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception, Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.3.1.1. LES DONNEES GEOTECHNIQUES :

Le programme des investigations géotechnique, a été confié au Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) pour exécution, les essais prévus sont les suivants :

II.3.1.1.1. LES ESSAIS IN SITU :

Description lithologique :

00.00-01.00m : Terre végétale de couleur sombre.

01.00-02.50m : Argile caillouteuse, de couleur brunâtre, renfermant quelques gravelons carbonatés.

02.50-06.00m : Argile limoneuse, peu caillouteuse, de couleur grise claire, contient des fossiles, d'une consistance très ferme à raide.

06.00-15.00m : Alluvions de différentes tailles (galets, gravelons et cailloux). De nature carbonatée et siliceux, cimentés par des sables grossier moyennement.

15.00-35.00m : Marne d'aspect schisteux, de couleur grise bleuâtre, d'une consistance raide à dure, renfermant quelques veinules de calcite blanche, récupéré par endroit sous forme de blocs centimétriques.

Avec des valeurs de pressions limites Pl allant de 11.55 bars à 69.16 bars

N.B : les résultats sont présentés en annex01 partie 01.

II.3.1.1.2. LES ESSAIS AUX LABORATOIRES :

La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans un tableau récapitulatif donné ci-dessous, les résultats, les diagrammes et les feuilles de calculs des essais réalisés sont donnés en annexe 01 partie 02.

Tableau II.1.résultats des essais de laboratoire

Sondage n°	PK	Prof. (m)	Nature géologique	W _u (%)	y _h (g/cm ³)	y _d (g/cm ³)	Sr (%)	Granulométrie (% des passants)			Limites d'Atterberg				Classification GTR (LCPC/SETRA)
								< 2mm	< 80 μ	< 2 μ	WL	Wp	IP	I _c	
SC/03	18+318 (17+800)	05.60-06.00	Argile marneuse	18.60	2.16	1.82	100	97.70	95.24	90.13	33.60	16.68	16.92	0.88	A ₂ th
		09.00-09.50	Argile marneuse	23.00	2.05	1.66	100	94.08	89.42	83.84	-	-	-	-	A
		19.00-19.40	Argile marneuse	12.86	2.22	1.97	93	75.51	58.83	56.89	36.25	17.54	18.71	1.25	A ₂ S
		24.60-25.00	Argile marneuse	17.48	2.13	1.81	96	97.36	92.30	90.18	-	-	-	-	-
Interprétation	<p>Couche 1 :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le tamisat à 0.08 mm > 35 % : indique un sol fin de la classe A Le sol est très dense et saturé ; peu plastique (12<IP≤ 25) et très ferme, Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₂th (sol très humide) <p>Couche 2 :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le tamisat à 0.08 mm > 35 % : indique un sol fin de la classe A Le sol est dense et saturé. <p>Couche 3 :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le tamisat à 0.08 mm > 35 % : indique un sol fin de la classe A Le sol est très dense et détrempé ; peu plastique (12<IP≤ 25) et dur. Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₂S <p>Couche 4 :</p> <ul style="list-style-type: none"> Le tamisat à 0.08 mm > 35 % : indique un sol fin de la classe A Le sol très dense et détrempé. 														

II.3.2. LES DONNEES SISMIQUES :

Le projet de la liaison autoroutière reliant le port centre de Cherchell à l'autoroute Est-Ouest, est considéré d'une grande importance (**groupe 1B**), et d'après la carte de zonage sismique (**voir fig. 3**), la région de **Tipaza** appartient à la **Zone III** (sismicité élevée); le coefficient d'accélération à prendre en compte est :

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Les coefficients sismiques horizontal et verticale :

$$K_h = A = 0.30.$$

$$K_v = 0.3 \times A = 0.30 \times 0.30 = 0.09.$$

La sismicité actuelle s'inscrit dans la continuité des mouvements Plio-Quaternaires, il est par conséquent, impératif de prendre en considération le facteur sismique dans le dimensionnement des ouvrages d'art.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application Des Règle Parasismique algériennes RPOA 2008, doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Tableau II.2. Accélération de la zone

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

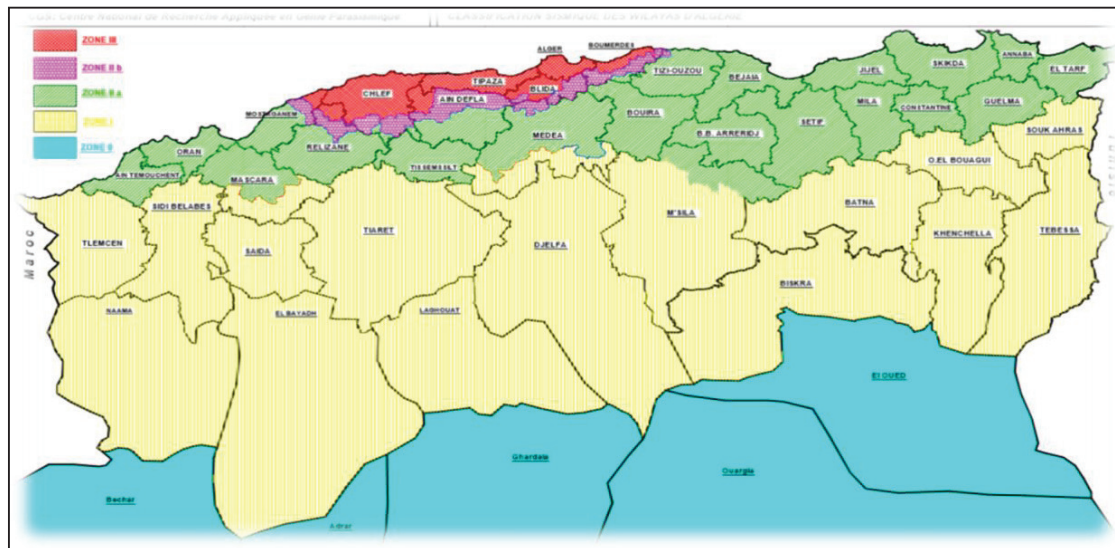


Figure II. 2 : Carte de zonage sismique en Algérie.

II. 3.3. LES DONNEES CLIMATIQUES :

Le climat de la région est subhumide : un été chaud et un hiver doux dans la partie Nord (côté mer) et froid dans la partie sud (côté montagneux).

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Les températures varient entre 33°C pour les mois chauds de l'été (juillet-Aout) à 5.7° pour les mois froids (Décembre-Février).

La pluviométrie annuelle est comprise entre 600 mm et 800 mm (voir carte des précipitations 2012/2013 ci-dessous).

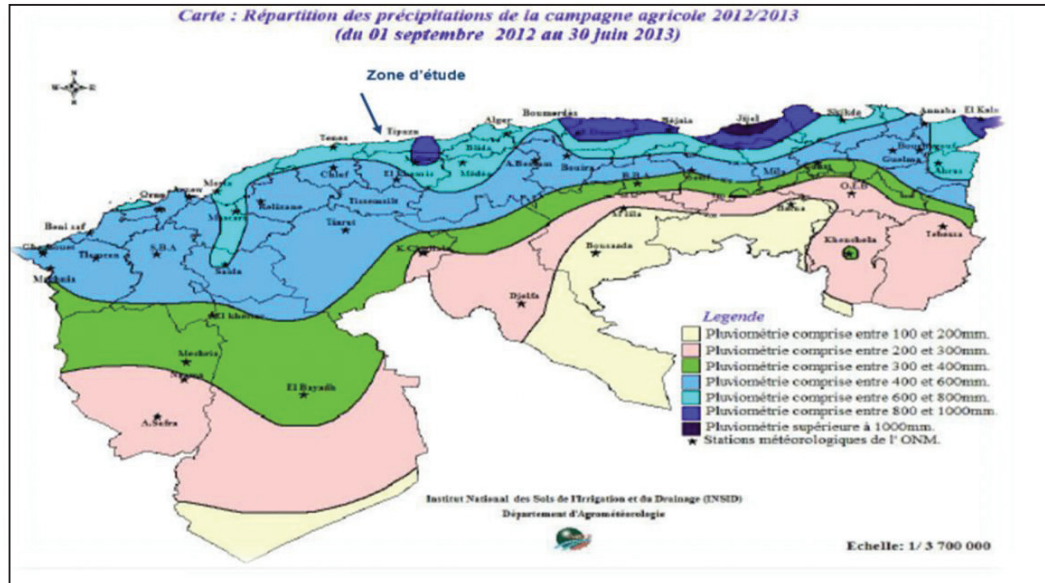


Figure II.3.répartition des précipitations de la campagne agricole 2012/2013.

II.3.4. LES DONNEES TOPOGRAPHIQUES :

La topographie peut parfois fortement conditionner l'implantation des appuis dont découle également le choix de la structure du tablier. Notre site de construction présente un terrain plat et accessible.

II.4. LES DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

II .4.1.TRACER EN PLAN:

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale voisine de **125.48m**.

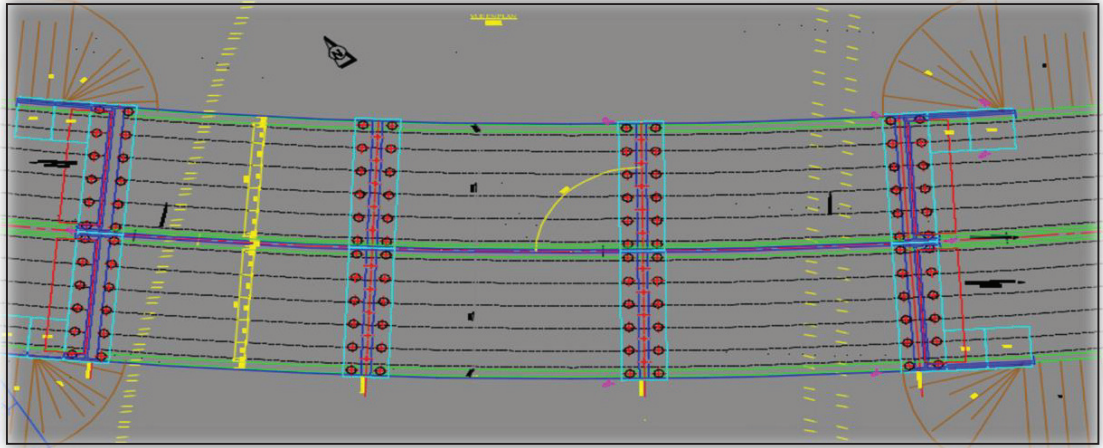


Figure II.4. Vue en plan.

II.4.2. PROFIL EN LONG

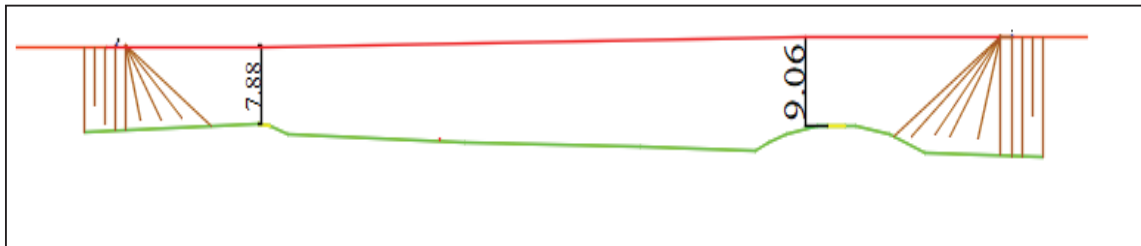


Figure II.5. Profil en long.

II.5. CONCLUSION :

Après avoir rassemblé tous les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivant de conception, Ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.



CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III. CONCEPTION GENERALE :

III.1. INTRODUCTION :

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en prenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles et des exigences esthétiques et de durabilité.

Après le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il faut définir les solutions qui apparaissent les meilleurs, et retenir en fin, une seule qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

III.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :

Le choix de type d'ouvrage résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite principalement.

Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers).

La nature de l'obstacle franchi (oued, route).

Les positions possibles des appuis.

La nature du sol.

L'ouverture de l'ouvrage (portée modeste, grande ou très grande).

Le gabarit à respecter (passage sur une autoroute, un chemin de wilaya, une voie ferroviaire, ...).

Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée.

NB : Nous référons dans le pré dimensionnement aux documents guides de SETRA.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :

Les trois variantes qu'on a proposées sont :

III.3.1. VARIANTE 01 : PONT DALLE EN BETON PRECONTRAINTE.

Les ponts dalles représentent la grande majorité des passages supérieure d'autoroute. Ils constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueurs variant de 15 m à 60m, avec des portées unitaires maximales de vingt-cinq mètres environ (25 m). [2]

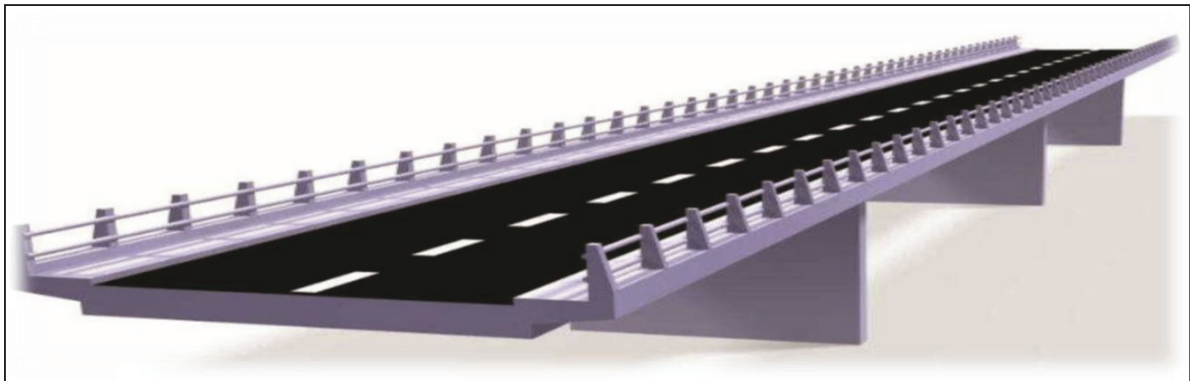


Figure III.1. Perspective du pont dalle

III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01 :

L'ouvrage sera composée de quatre travées de portée $L=25m$, le tablier sera constitué d'une dalle a encorbellement latéraux armé transversalement et précontrainte longitudinalement par des câbles généralement filants d'un about a l'autre.

III.3.1.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

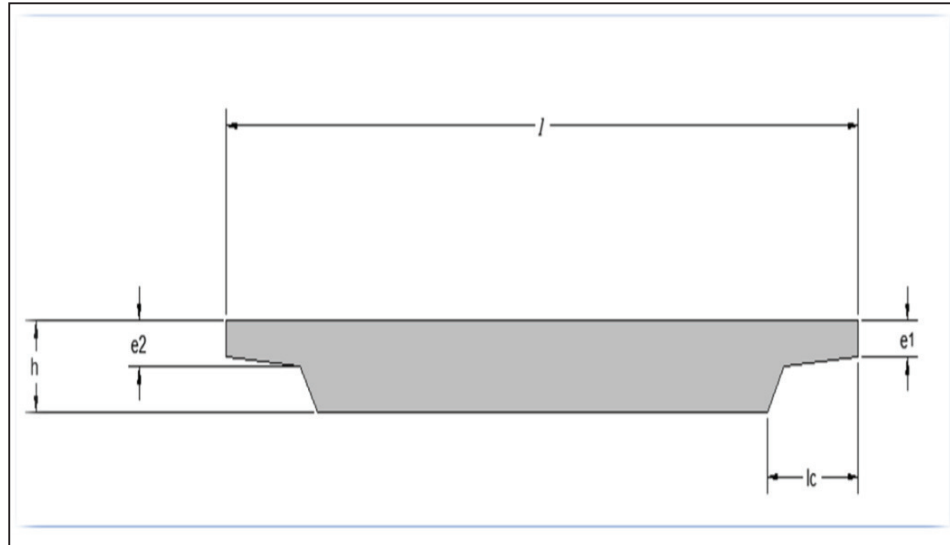


Figure III.2. Section transversale de la dalle.

- **La dalle :**

Epaisseur totale de la dalle, de façon générale l'épaisseur économique dépend de la porte : $h \approx L/25$. $\Rightarrow h=1.00m$.

- **En ce qui concerne l'encorbellement :**

Leur largeur individuelle est fixée au quart de la largeur totale, leurs épaisseurs sont déterminées de façon à permettre :

Une disposition convenable des armatures de précontraintes.

Un positionnement des encrages de la précontrainte dans les sections d'abouts.

Largueur de l'encorbellement lc : $lc \approx l/8$

Avec l : Largeur de la dalle $l=19m \Rightarrow lc=2.38m$.

Epaisseur de l'encorbellement e_1 : $0.25m < e_1 < 0.50m \Rightarrow e_1=0.45 m$

Epaisseur de l'encorbellement e_2 : $0.35m < e_2 < 0.65m \Rightarrow e_2=0.55m$

NB : Avec cette largeur on ne peut pas préconiser une dalle en béton armé
(conception à éliminer)

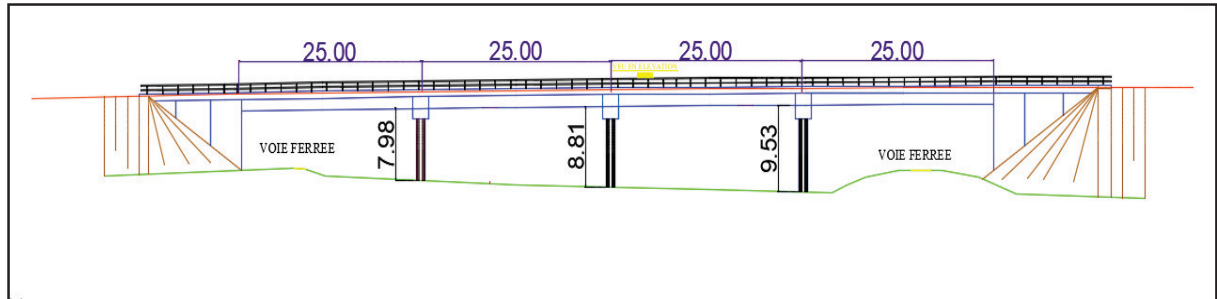


Figure III.3. Vue en élévation de la variante 01.

III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01 :

LES AVANTAGES :

- Grande réserve de sécurité par ce que la dalle a une grande rigidité horizontale pouvant résister sans trop de dommages aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie.
- Construction rustique c'est-à-dire le coffrage est simple donc la main d'œuvre est moins importante et pas nécessairement spécialisé dans la mise en œuvre de ferrailage et de la précontrainte.

LES INCONVENIENTS :

- la section de la dalle a un faible rendement géométrique.
- Consommation des grandes quantités de coffrage pour l'étalement de la Dalle.

III.3.2. VARIANTE 02 : PONT A POUTRE EN BETON ARME

Le béton armé permet de construire par le passé de nombreux ponts de petites et moyennes portées. Les ponts à poutres ont faits l'objet d'une typification et ont été largement employés au début du lancement des travaux autoroutiers.

Le tablier de ces ouvrages est constitué de poutres en béton armé, solidarisées par un hourdis supérieur et par des entretoises sur appuis et, éventuellement, en travée.

L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes. A l'origine de sa typification, le tablier était généralement continu pour permettre d'amincir le tablier et les piles intermédiaires. Mais ce type de structure est très rigide, est sensible aux tassements différentiels.

Le domaine d'emploi des ponts à poutres en béton armé se situe dans une gamme de portées allant de 10 à 20m.

III.3.2.1 Pré dimensionnement de la poutre 02 :

- ◆ On opte pour un pont de quatre travées de **24.6m** de longueur.
- ◆ L'élançement de la poutre $L/17 < h < L/15$
Donc $h = 1,5m$

Et $b = h/3 = 0,5m$

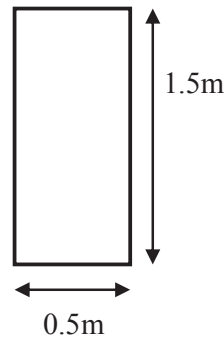


Figure III.4. Coupe transversale de la poutre

- ◆ Espacement entre poutre est de 1 à 2m
Donc on prend $\lambda = 1,5m$
- ◆ **Nombres de poutres N :**
 $N=26$ débord de rive = $(L_a - \lambda (N-1))/2 = 0.25m$

On a : pour 26 poutres le débord = $0.25m = X/2$

La condition est vérifiée alors on opte pour $N= 26$ poutres.

III.3.2.2. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 02 :

LES AVANTAGES :

Les avantages de ce type d'ouvrage sont liés à la préfabrication, qui permet notamment de :

- Se dispenser de cintres et d'échafaudages.
- La préfabrication permet un gain de place dans le chantier.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions.
- Mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

LES INCONVENIENTS :

- 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.
- Nombre de pile important.

III.3.3. VARIANTE 03 : UN PONT A POUTRES PRECONTRAINTES.

Ce type d'ouvrage est largement utilisé dans la gamme de moyenne portée (20 à 40m), l'ouvrage comporte une succession de travées indépendantes, ou les poutres sont précontraintes par post tension a hauteur constantes Ce type de tablier constitue une des premières applications de la précontrainte.

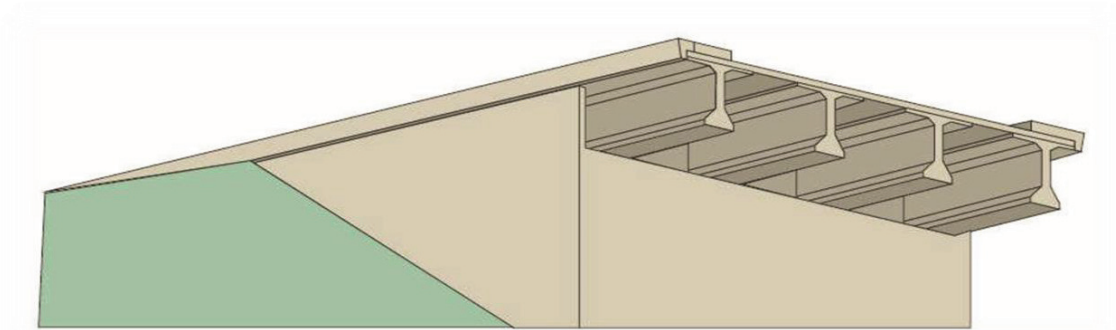


Figure III.5. Morphologie générale de pont type VIPP

III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03 :

Dans cette variante on propose un pont à trois travées, travée centrale de 33.50m et 2 travées latérales de 32.95m. Ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 125.48m. Figure III. 11. illustre la coupe longitudinale de cette variante.[5]

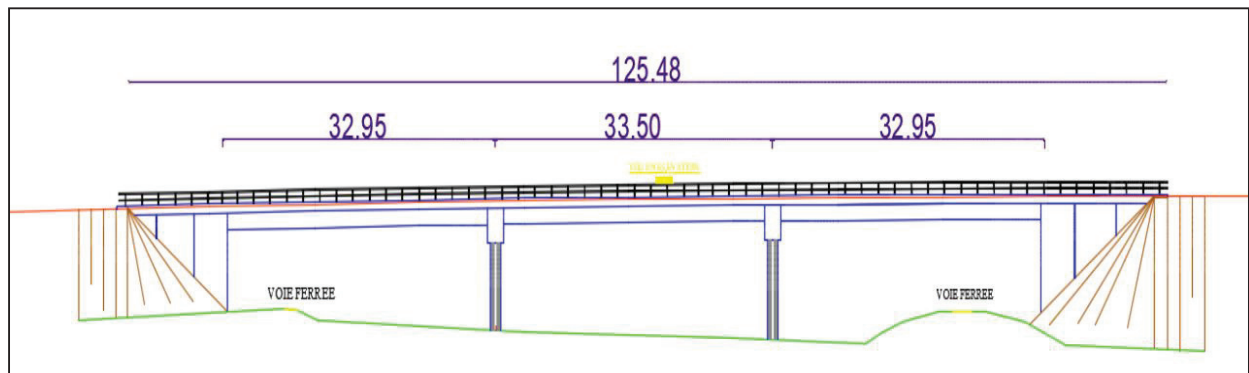


Figure III.6. Vue en élévation de la variante 03.

III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Tableau III.1 - Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Entraxe des poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2.5$	1.63m

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	17.93m
Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	12
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} \leq H_{\square} \leq \frac{L}{17}$	1.50m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_{\square} + e$	1.75m
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6H_p$	1.03m
Épaisseur de la table de compression	$0\text{cm} \leq e_1 \leq 15\text{cm}$	11cm
Largeur du talon	$40\text{ cm} < L_t < 80\text{ cm}$	47cm
Épaisseur du talon	$10\text{cm} < e_t < 20\text{cm}$	15cm
Épaisseur de l'âme b0 à mi-travée	/	21cm
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	47cm

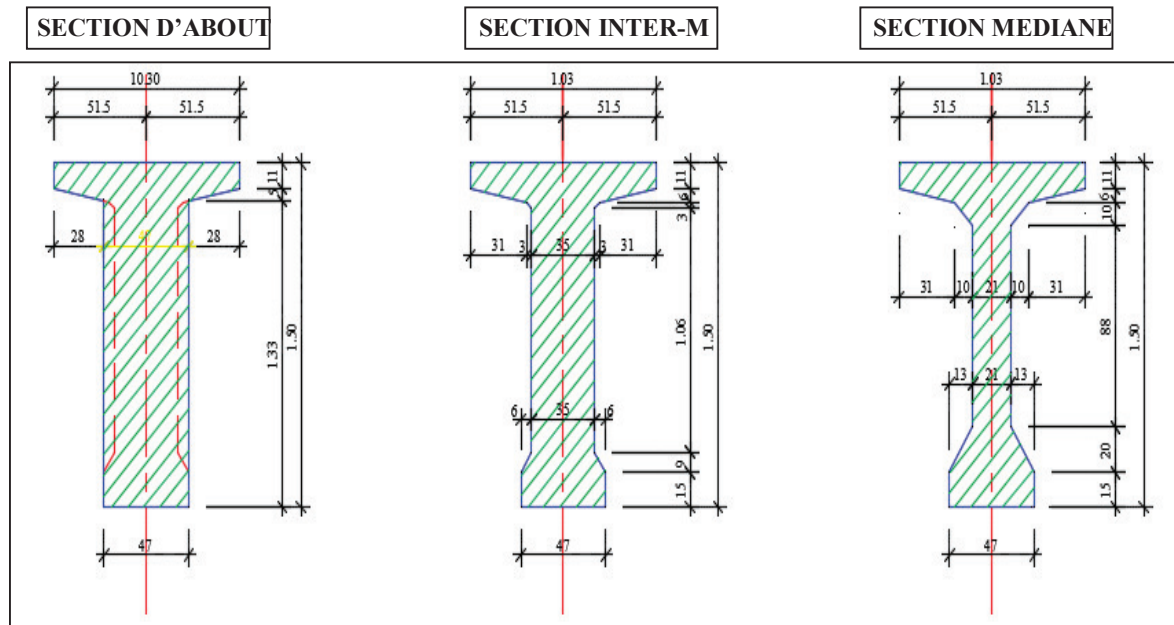


Figure III.7. Différentes sections de la poutre de la variante VIPP.

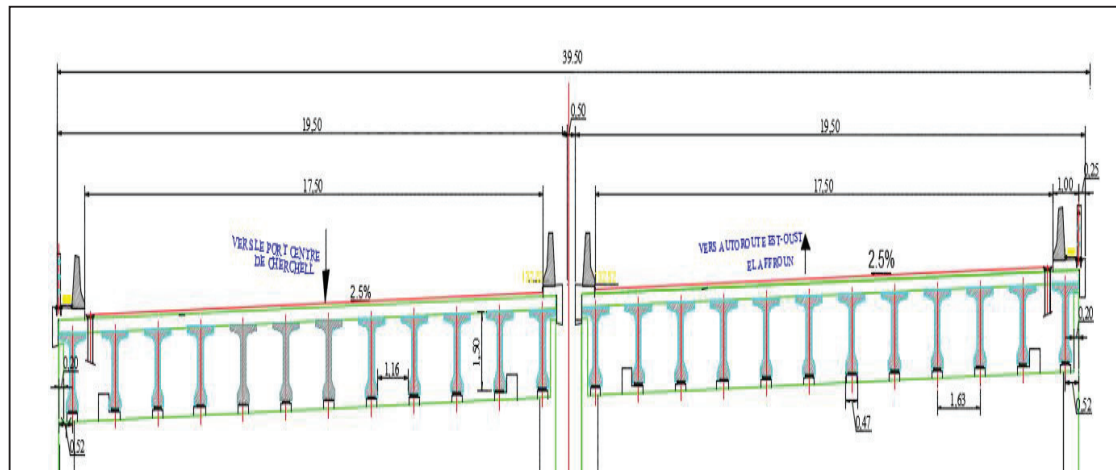


Figure III.8. Sections transversales du tablier de la variante 03.

III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE03 :

LES AVANTAGES :

- Les avantages de ce type d'ouvrages sont liés à la préfabrication, qui permet notamment :
- son mode de construction permet d'éviter le recours au cintre s'appuyant sur le sol.
 - Réduire le délai d'exécution.
 - De mieux maîtriser la qualité des poutres.
 - Les poutres à un bon rendement mécanique.

LES INCONVENIENTS :

- Le tablier est sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit surtout les poutres de rive.
- Nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique.
- La nécessiter de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la Précontrainte.

III.4. ANALYSE MULTICRITERES :

III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES :

a) Sur le plan technique et de l'exécution :

Pour une gamme de portée moyenne les ponts poutre en béton précontrainte (variante 03) sont les plus adéquats sur le plan technique mais pour des portées faibles c'est le pont à poutre en béton armé (variante 02).

Les ponts dalle et poutres en béton précontraintes (variantes 01 et 03), en dépit de son principe de construction similaire, la précontrainte, le mode de construction de tablier en poutres préfabriquées offre l'avantage de simplicité et permet de diminuer le délai d'exécution on favorise ainsi la variante 03 pont a poutre en béton précontrainte.

b) Sur le plan économique :

Du point de vue économique la variante pont à poutre en béton armé présente des dépenses de la matière première du transport, montage, et l'entretien. On écarte donc cette variante qui s'avère la plus coûteuse.

c) Sur le plan esthétique :

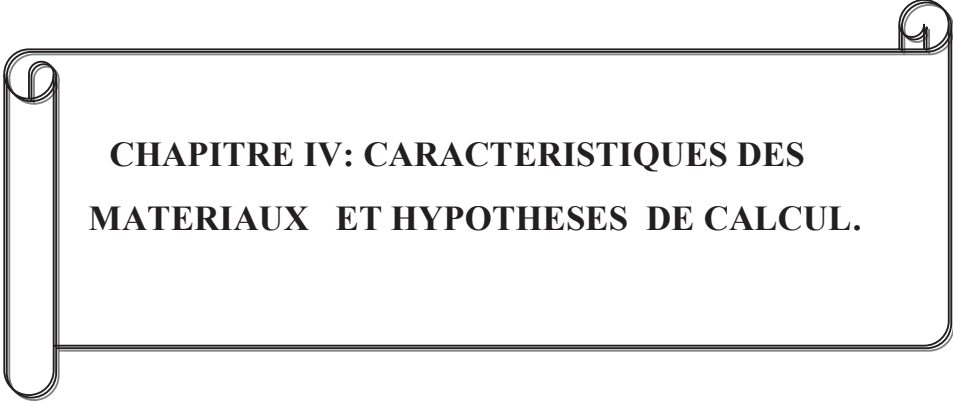
Le pont à poutre en béton armé (variante 02) et pont poutre en béton précontrainte (variante 03) donne une esthétique acceptable, Par contre, le pont dalle en béton précontrainte donnent des ouvrages esthétiquement remarquables, (variante 01) reste la meilleure esthétiquement parlant. Sachant que notre ouvrage est situé à l'extérieure de la zone urbain donc le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix de type d'ouvrage.

d) Sur le plan de l'entretien :

Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu. (Donc la 3ème variante est la plus intéressante sur ce plan).

III.5. CONCLUSION :

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse qui est **le pont poutres précontraintes par post-tension**. Ce choix va être ensuite étudié et vérifié pour d'éventuelle évaluation qui vont être traités dans les chapitres suivants.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and a horizontal strip at the top and bottom. The corners are rounded with a scroll-like flourish.

**CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.**

IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL :

IV.1. INTRODUCTION :

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux et les caractéristiques géométriques des poutres, les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

IV.2. CHOIX DE MATERIAUX :

IV.2.1. LE BETON :

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400kg/m³ de ciment CPA.

IV.2.1.1 RESISTANCE EN COMPRESSION :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28} . [13]

$f_{c28} = 27 \text{ MPA}$ Pour le béton de l'infrastructure.

$f_{c28} = 35 \text{ MPA}$ Pour le béton de tablier.

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

IV.2.1.2. RESISTANCE EN TRACTION :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPA ce qui donne :

$f_{t28} = 2.22 \text{ MPA}$ Pour le béton de l'infrastructure.

$f_{t28} = 2.7 \text{ MPA}$ Pour le béton de tablier.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$.

IV 2.1.3.CONTRAINTE ADMISSIBLE :

IV.2.1.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION :

A L'ELU :
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à :

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

A L'ELS : la contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \{0.6 \times f_{c28} \quad \text{en exécution et service.}$$

Tableau. IV.1. Caractéristique des bétons utilisés

Béton	f _{bu} (MPa) (ELU) durables / accidentelles	σ _{bc} (MPa) (ELU) service/ construction
B27	15.3 / 19.96	16.2
B35	19.83 / 25.87	21

IV.2.1.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION :

Selon le cas, la contrainte maximale de traction du béton risque d'être atteinte lors de la construction, de ce fait cette contrainte est limitée lors du calcul de la précontrainte selon la classe II de la précontrainte.

- En situation d'exécution : $0,7 f_{tj}$ dans la section d'enrobage et $1,5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares : f_{tj} dans la section d'enrobage et $1,5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : $f_{tj} = 0$ dans la section d'enrobage et $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

IV.2.1.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALE DU BETON :

On adopte pour le module de déformation longitudinale du béton une valeur conventionnelle égale à :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$

Module de déformation différée (longue durée): $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$

Tableau. IV.2. Caractéristique des bétons utilisés

Béton	E _{i28} (MPa)	E _{v28} (MPa)
-------	------------------------	------------------------

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.

B27	33000	11100
B35	35981.73	12102.95

IV.2.1.5. DEFORMATION TRANSVERSALE :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

- **Coefficient de poisson :**

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0.0$ Pour un béton fissuré.
- $\nu = 0.2$ Pour un béton non fissuré.

IV.2.2. LES ACIERS :

IV.2.2.1. ACIERS PASSIFS :

- **La limite d'élasticité :**

Dans notre projet, les aciers utilisés sont des aciers courant à haute adhérence de nuance feE40 Type A. Leur limite élastique est égale à 400 MPA.

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité des aciers passifs E_s et pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

- **Contraintes limites de traction $\bar{\sigma}_s$:**

Dans le calcul relatif à l'ELU :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

On introduit un coefficient γ_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif à l'ELS :

Pour les aciers à haute adhérence :

En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) ; \eta = 1.6$

En fissuration très préjudicia $\bar{\sigma}_s = \max (0.4 f_e ; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}) ; \eta = 1.6$

Tableau IV.3. Contraintes limites des aciers passifs

Etat Limite	Situation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
-------------	-----------	------------------------

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.

ELU	Durable	266.67
	Accidentel	400
ELS (Fissuration préjudiciable)	Béton 27	207.31
	Béton 35	228.63
ELS (Fissuration très préjudiciable)	Béton 27	165.85
	Béton 35	182.90

IV.2.2.2 LES ACIERS ACTIFS :

Les aciers actifs sont des aciers de haute résistance dont l'utilisation permet la création et le maintien de la précontrainte dans le béton. Ils sont classés en différentes catégories :

- Fils et torons pour la création de l'effort longitudinale de précontrainte.
- Barres transversales pour compléter l'effort des armatures passives qui équilibrent l'effort tranchant.

Pour notre ouvrage, les câbles utilisés sont de type 12T15.[7]

Caractéristiques principale des torons :

- Tension minimale de rupture $f_{prg} = 1860$ MPA.
- Limite élastique $f_{peg} = 1660$ MPA.
- Module d'élasticité $E_s = 2 \times 10^5$ MPA
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5$ %
- Section nominale d'un toron : 150 mm²
- Section nominale d'un câble à 12 torons : 1800 mm²
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 80$ mm.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$\{P_0 = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) .$$

IV.3.REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL :

On considère les principaux documents suivants comme base de prescriptions de nos calculs :

- ✓ Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers RCPR 2008.

Le guide de conception courante en zone sismique (SETRA).

- ✓ Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).
- ✓ Béton arme aux états limites (BAEL91) modifié 99.

IV.4. CONCLUSION :

Il est clair que la capacité des matériaux est liée au respect de la réglementation, notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de conditions de travail, l'environnement, qualité d'exécution.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in small circular curls.

CHAPITRE V: CHARGES ET SURCHARGES

V. CHARGES ET SURCHARGES.

V.1. INTRODUCTION :

En phase d'exploitation l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au Poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées.

Conformément au document technique règlementaire algérien RCPR.

V.2.LES CARACTERISTIQUE DU PONT :

- ❖ **Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont :**

- **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier $L_r = 17.50m$

- **Largeur chargeable :**

$L_c = 16.50m$

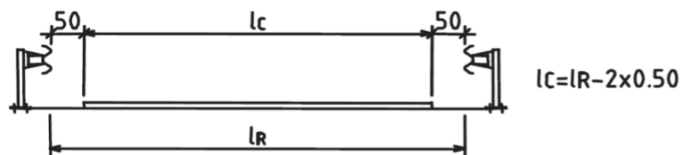


Figure V.1. Largeur chargeable selon RCPR.

- **Classe du pont :**

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Notre pont a une largeur roulable $L_r = 17.50m > 7m$.

Donc : le pont est classé en **1ère classe**.

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

$N = (L_c/3) = [16.50/3] = 5.5$

Donc on a **cinq voies** de circulation.

La largeur de voies = $L_r/N = 3.5m$

V.3. EVALUATION DES CHARGES :

V.3. 1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES :

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

- **Poids de la poutre :**

$P_{poutre} = \gamma_b \sum_{i=1}^n S_i \times L_i$

n: nombre des poutres. S_i : air de la section. L_i : longueur de la section.

γ_b : poids volumique du béton. Sachant que : $\gamma_b = 35 \text{ KN/m}^3$.

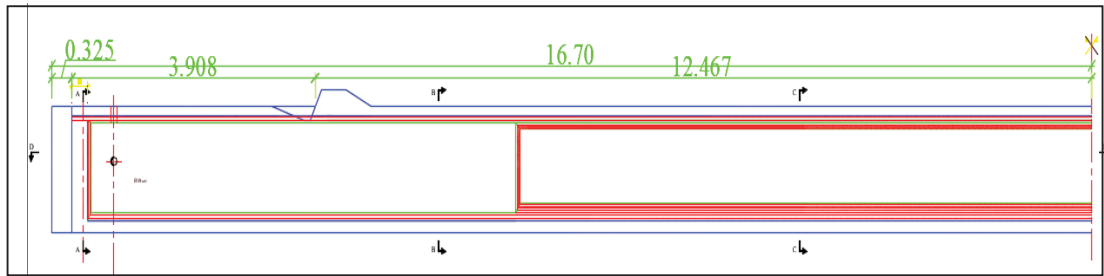


Figure V. 2. Coupe longitudinale de la poutre

$$P_{\text{poutre}} = 35 \times (0.1954 \times 0.325 + 0.1615 \times 3.908 + 0.1277 \times 12.467)$$

$$P_{\text{poutre}} = 63.1 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre-t}} = 63.1 \times 2 \times 12$$

$$P_{\text{poutre-t}} = 1514.4 \text{ KN}$$

N.B : Les surfaces à partir de l'Auto-Cade.

- **Poids du hourdis :**

L'épaisseur d'hourdis est de 25 cm

$$P_{\text{hourdis}} = \gamma_b \times h_{\text{hourdis}} \times L_{\text{larg}}$$

$$P_{\text{hourdis}} = 35 \times 0.25 \times 19$$

$$P_{\text{hourdis}} = 166.25 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{hourdis}} = 5552.75 \text{ KN}$$

- **Le poids total des charges permanentes :**

$$PCP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{hourdis}}$$

$$PCP = 1514.4 + 5552.75$$

$$PCP = 7067.15 \text{ KN}$$

V.3.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

- **Poids de revêtement :**

$$P_{rv} = e \times L \times \gamma_{rv}$$

e: épaisseur de revêtement L : largeur du revêtement γ_{rv} : poids volumique de revêtement.

$$P_{rv} = 0.08 \times 17.50 \times 24$$

$$P_{rv} = 33.6 \text{ KN/ml}$$

$$P_{rv} = 1.92 \text{ KN}$$

- **Poids de la corniche + poids des trottoirs:**

$$P_{co} = S_{co} \times \gamma_b$$

S_{co} : section de la corniche γ_b : poids volumique du béton.

$$P_{tr} = S_{tr} \times \gamma_b$$

$$P_{co} + P_{tr} = (0.3992 + 0.2541) \times 25$$

$$P_{co} + P_{tr} = 16.33 \text{ KN/ml} = 13.064 \text{ KN}$$

N.B : Les surfaces à partir de l'Auto-Cade.

- **Poids de Garde de corps :**

Donnée par 01KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :
 $P_{gc} = 1\text{KN/ml}$.

- **Poids des glissières de sécurité :**

Donnée par 0.6 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :
 $P_{gs} = 0.6 \times 2 = 1.2\text{KN/ml}$.

➤ **Poids total des compléments des charges permanentes :**

➡ $\{PCPP = P_{rv} + P_{tr} + P_{co} + P_{gc} + P_{gs}$

V.3.3. LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE) :

$G = PCP + PCPP$

$G = 220.1\text{KN/ml}$.

$G = 7084.3\text{KN}$.

V.4. EVALUATION DES SURCHARGES:

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR [6] et qui sont : A(L), Bc, Br, Bt, Mc120, D240, les surcharges du trottoir St.

V.4.1. SYSTEME DE CHARGE A(L) :

La charge A(L), exprimées KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L:

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{(l+12)} \quad [\text{KN/m}^2]$$

$l = 33.40\text{m}$

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{(33.40+12)} \quad \Rightarrow \quad A(L) = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Déterminer a_1, a_2 :**

a_1 est en détermine fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau V.1. Coefficients a_1 .

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Premier	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	troisième	0.9	0.8	-	-	-

$a_2 = V_o / V$.

$V = Lr/N = 3.5\text{m}$.

Vo : dépend de la classe

Tableau V.2. Valeur de Vo pour le coefficient a₂.

Classe de pont	V0
1 ^{er} classe	3.5m
2 ^{eme} classe	3m
3 ^{eme} classe	2.75m

On a un pont de 1^{ère} classe.

Donc pour : Vo=3.5m ⇒ a₂=3.5/3.5=1.

❖ **A₁(L)**

- Avec a₁ = 1 pour une et deux voies chargées (RCPR tableau V.1)

$$A_1(L) = \max \left\{ \frac{a_1 \times A(L)}{4 - 0.002L} \right\} = \max \left\{ \frac{10.23 \text{ KN/m}^2}{3.93 \text{ KN/m}^2} \right\} = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

- Avec a₁= 0.9 pour trois voies chargées (RCPR tableau V.1)

$$A_1(L) = \max \left\{ \frac{a_1 \times A(L)}{4 - 0.002L} \right\} = \max \left\{ \frac{9.2 \text{ KN/m}^2}{3.93 \text{ KN/m}^2} \right\} = 9.2 \text{ KN/m}^2$$

- Avec a₁ = 0.75 pour quatre voies chargées (RCPR tableau V.1)

$$A_1(L) = \max \left\{ \frac{a_1 \times A(L)}{4 - 0.002L} \right\} = \max \left\{ \frac{7.67 \text{ KN/m}^2}{3.93 \text{ KN/m}^2} \right\} = 7.67 \text{ KN/m}^2.$$

- Avec a₁ = 0.7 pour cinq voies chargées (RCPR tableau V.1)

$$A_1(L) = \max \left\{ \frac{a_1 \times A(L)}{4 - 0.002L} \right\} = \max \left\{ \frac{7.16 \text{ KN/m}^2}{3.93 \text{ KN/m}^2} \right\} = 7.16 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **A₂(L)**

- Comme a₂=1 ⇒ **A₁(L) = A₂(L).**

Alors :

- Une voie chargée : **A (L) = 10.23 × 3.5 = 35.81 KN/m**
- deux voies chargées : **A (L) = 10.23 × 7 = 71.61 KN/m**
- trois voies chargées : **A (L) = 9.2 × 10.50 = 96.60 KN/m**
- quatre voies chargées : **A (L) = 7.67 × 14 = 107.38 KN/m**
- cinq voies chargées : **A (L) = 7.16 × 16.50 = 118.14KN/m**

V.4.2. SYSTEME B :

V.4.2.1. CAMION BC / Article 4.5.1 RCPR:

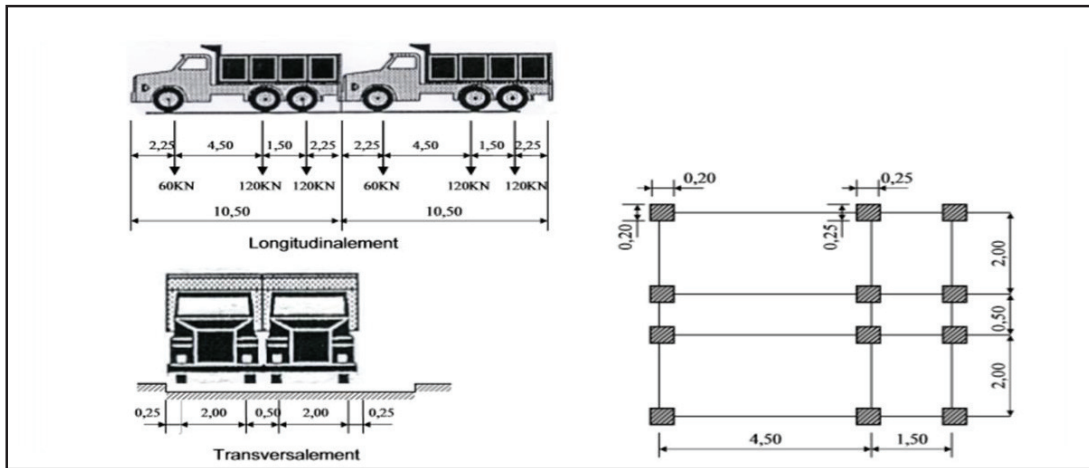


Figure V.3.système de chargement Bc.

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} / S = Nc. Pc. bc$$

Tableau V. 3. Coefficient de majoration (Bc).

Nombre de voie charger	Bc	S	Δ
1	1.20	720	1.067
2	1.10	1320	1.079
3	0.95	1710	1.086
4	0.80	1920	1.090
5	0.70	2100	1.093

V.4.2.2. TANDEM Br/Article 4.5.2 RCPR :

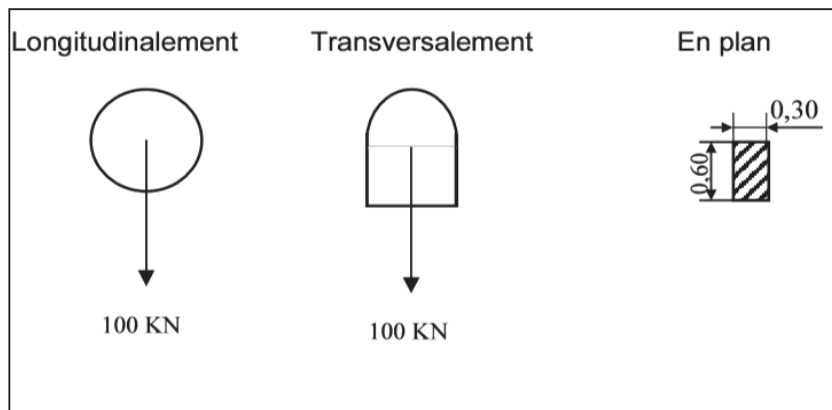


Figure V.4.système de chargement Br.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{tel que } S=100\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \delta = 1.054$$

V.4.2.3. TANDEM Bt /Article 4.5.3 RCPR :

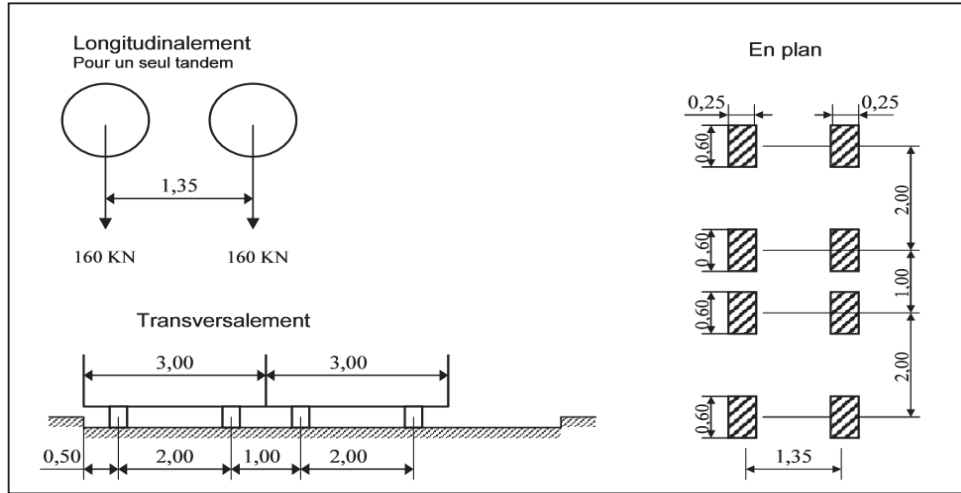


Figure V.5.système de chargement Bt.

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

Tableau V. 3. Coefficient de majoration (Bt).

Nombre de tandem	Bt	S	δ
1	1.2	384	1.060
2-5	1.2	768	1.067

V.4.3. CONVOI MC 120 :

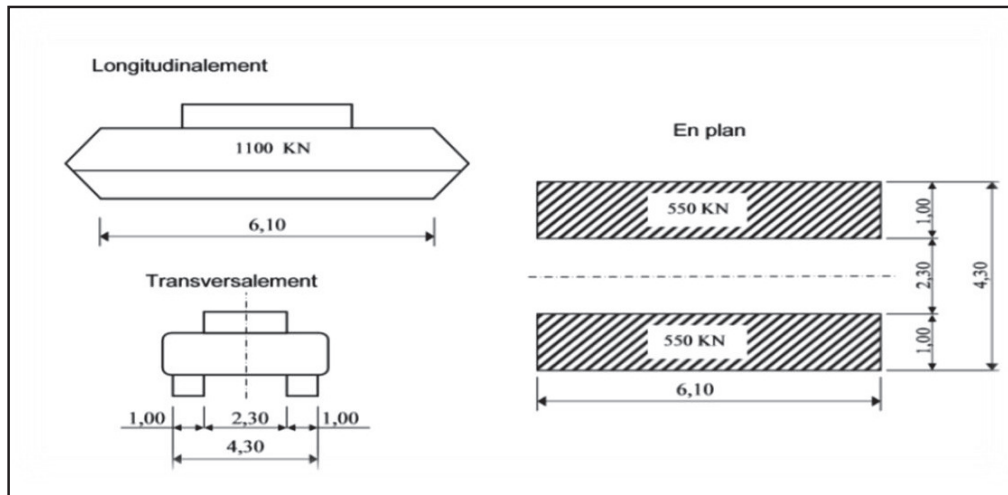


Figure V.6.système de chargement Mc120.

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

Tableau V. 5. Tableau de la charge MC120

Nombre de voie charger	S	δ
5	1100	1.074

V.4.4. SYSTEME D240 :

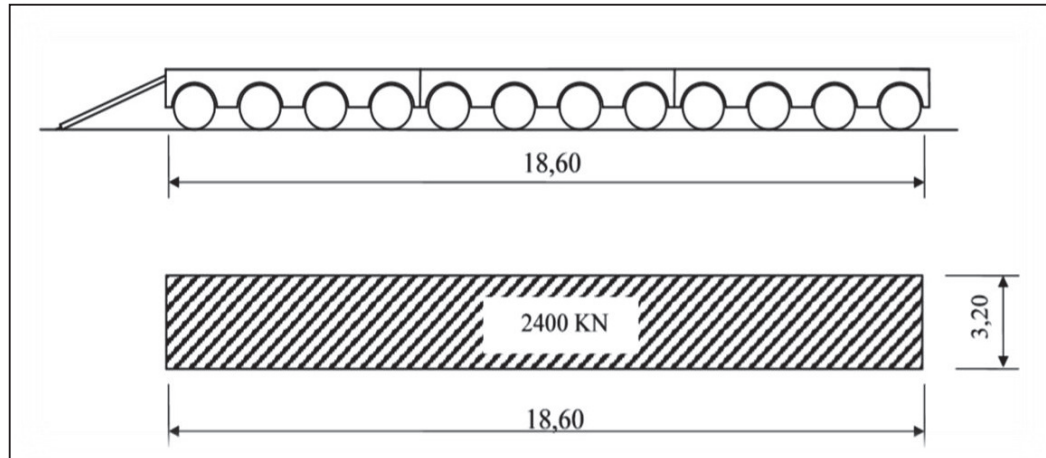


Figure V.7.systeme de chargement D240.

La charge surfacique est :

$$\frac{p}{s} = \frac{2400}{(18.60 \times 3.20)} = 40.32 \text{ KN/m}^2$$

V.4.5. SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) :

- **1ere cas : un trottoir chargé :**

Un trottoir chargé : Trottoir de 1.25m et charge de 1.50 KN/m²

$$\text{Donc } St_1 = 1.25 \times 1.50 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

- **2 eme cas : deux trottoirs chargés :**

Deux trottoirs chargés $St_2 = 2 \times 1.25 \times 1.50 = 3.75 \text{ KN/ml}$.

V.4.6. EFFORT DE FREINAGE :

Selon RCPR l'effort de freinage se calcul comme suit (annexe 2).

- L'effort de freinage correspondant à la charge A1 :

$$F = \frac{A(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : la surface chargée en (m²)

Tableau V. 6. L'effort de freinage

Nombre de voies	A(L) (KN/m ²)	S (m ²)	F (KN)
1	10.23	584.5	271.23
2	10.23	584.5	271.23
3	9.2	584.5	243.92
4	7.67	584.5	203.36
5	7.16	584.5	189.83

- L'effort de Freinage du système BC : Les efforts de freinage développés par Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique d'où $FB = bc \times P$
Telle que : $p = 300 \text{ KN}$ et $bc = 1.20 \implies F_B = 360 \text{ KN}$

V.5.COMBINAISON D'ACTIONS :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d'abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.7. Les coefficients multiplicateurs des actions

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Charge à caractère civil (A(L), Bc)	1.6	1.2
Surcharge sur trottoirs St	1.6	1
Convoi Mc120	1.35	1
Système militaire D240	1.35	1

V.6. Calcul des efforts tranchants ET Moment fléchissant longitudinaux :

V.6.1 poids propre :

- **L'effort tranchant :**

$$T_{\text{ax}} = \frac{G \times l}{2} = \frac{212.1 \times 33.40}{2} = 3542.15 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_{\text{max}} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{212.1 \times 33.40^2}{8} = 29576.28 \text{ KN.m}$$

V.6.2 Système de charges A :

- **L'effort tranchant :**

Une voie chargée :

$$T_{\text{ax}} = \frac{A(L) \times l}{2} = \frac{35.81 \times 33.40}{2} = 598.03 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{\text{ax}} = \frac{A(l) \times l}{2} = \frac{71.61 \times 33.40}{2} = 1195.89\text{KN}$$

Trois voies chargées :

$$T_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l}{2} = \frac{96.60 \times 33.40}{2} = 1613.22\text{KN}$$

Quatre voies chargées :

$$T_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l}{2} = \frac{107.38 \times 33.40}{2} = 1743.15\text{KN}$$

Cinq voies chargées :

$$T_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l}{2} = \frac{118.14 \times 33.40}{2} = 1972.94\text{KN}$$

- Le moment de flexion :

Une voie chargée :

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{35.81 \times 33.40^2}{8} = 4993.53\text{KN.m}$$

Deux voies chargées :

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{71.61 \times 33.40^2}{8} = 9985.66\text{KN.m}$$

Trois voies chargées :

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{96.60 \times 33.40^2}{8} = 13470.39\text{KN.m}$$

Quatre voies chargées :

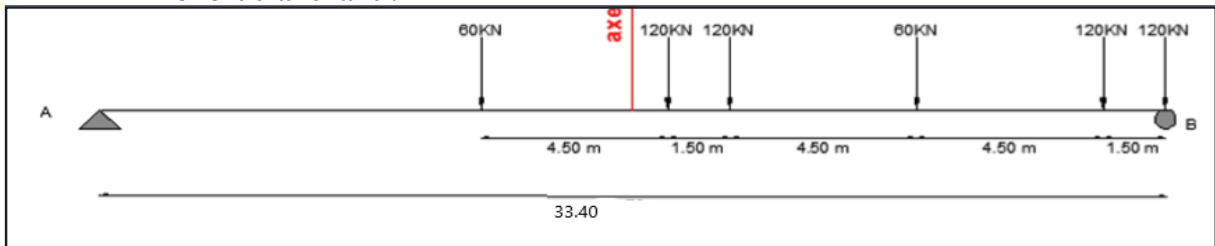
$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{107.38 \times 33.40^2}{8} = 14973.60\text{KN.m}$$

Cinq voies chargées :

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{118.14 \times 33.40^2}{8} = 16474.03\text{KN.m}$$

V.6.3. Système de charges Bc :

- L'effort tranchant :



$$\sum F_v = 0$$

$$\sum \mathcal{M} / B = 0 ; \text{ donc on a :}$$

$$33.40 R_a = (16.5 \times 60) + (120 \times 12) + (120 \times 10.5) + (60 \times 6) + (120 \times 1.5) .$$

$$33.40 R_a = 4230$$

$$R_a = 126.65\text{KN} \implies R_a + R_b = 600 \implies R_b = 473.35\text{KN}.$$

- Une voie chargée : $T_{ax} = T_0 \times Bc \times \delta = 473.35 \times 1.2 \times 1.067 = 606.07 \text{KN}$
 Deux voies chargées : $T_{ax} = 2 \times T_0 \times Bc \times \delta = 2 \times 473.35 \times 1.10 \times 1.079 = 1123.64 \text{KN}$
 Trois voies chargées : $T_{ax} = 3 \times T_0 \times Bc \times \delta = 3 \times 473.35 \times 0.95 \times 1.086 = 1465.07 \text{KN}$
 Quatre voies chargées : $T_{ax} = 4 \times T_0 \times Bc \times \delta = 4 \times 473.35 \times 0.80 \times 1.090 = 1651.04 \text{KN}$
 Cinq voies chargées : $T_{ax} = 5 \times T_0 \times Bc \times \delta = 5 \times 473.35 \times 0.70 \times 1.093 = 1810.80 \text{KN}$

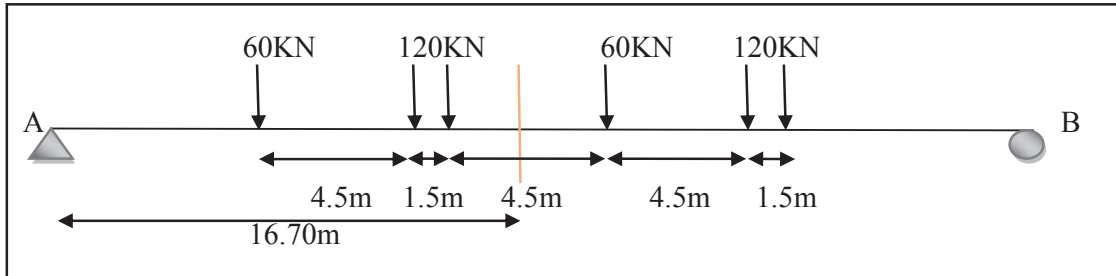
• **Le moment de flexion :**

La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisant le théorème de Barré: le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

D'abord on détermine la position de la résultante par rapport au point B :

$$X_R = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} = \frac{(16.5 \times 60) + (120 \times 12) + (120 \times 10.5) + (60 \times 6) + (120 \times 1.5)}{600} = 7.05 \text{m}$$

Distance entre l'essieu et la résultante $d = 4.5 + 4.5 + 1.5 - 7.05 = 3.45 \text{m}$



$$\sum \mathcal{M} / A = 0 ;$$

$$33.40 R_b = 10740 \implies R_b = 321.56 \text{KN} \implies R_a = 278.44 \text{KN}$$

$$\mathcal{M}_{\max} = 278.44 \times 14.45 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 3483.46 \text{KN.m}$$

Une voie chargée :

$$\mathcal{M}_1 = \mathcal{M}_{\max} \times Bc \times \delta = 3483.46 \times 1.2 \times 1.067 = 4460.22 \text{KN.m}$$

Deux voies chargées :

$$\mathcal{M}_2 = 2 \times \mathcal{M}_{\max} \times Bc \times \delta = 2 \times 3483.46 \times 1.10 \times 1.079 = 8269.04 \text{KN.m}$$

Trois voies chargées :

$$\mathcal{M}_3 = 3 \times \mathcal{M}_{\max} \times Bc \times \delta = 3 \times 3483.46 \times 0.95 \times 1.086 = 10781.66 \text{KN.m}$$

Quatre voies chargées :

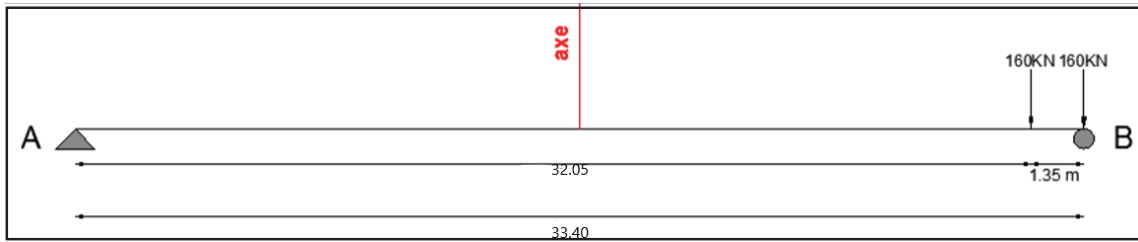
$$\mathcal{M}_4 = 4 \times \mathcal{M}_{\max} \times Bc \times \delta = 4 \times 3483.46 \times 0.80 \times 1.090 = 12150.31 \text{KN.m}$$

Cinq voies chargées :

$$\mathcal{M}_5 = 5 \times \mathcal{M}_{\max} \times Bc \times \delta = 5 \times 3483.46 \times 0.70 \times 1.093 = 13325.98 \text{KN.m}$$

V.6.4. Système de charges Bt :

- **L'effort tranchant :**



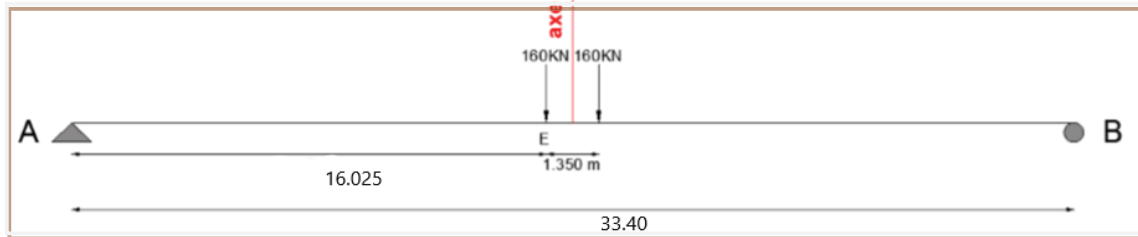
$\sum \mathcal{M} / B = 0$; donc on a :

$$33.40 R_a = 160 \times 1.35 \implies R_a = 6.47 \text{ kN} \quad R_b = 313.53 \text{ kN}$$

Une seule voie chargée : $T_{\text{axe}} = T_B \times bt \times \delta = 313.53 \times 1.2 \times 1.06 = 398.06 \text{ kN}$

Deux voies chargées : $T_{\text{axe}} = 2 \times T_B \times bt \times \delta = 2 \times 313.53 \times 1.2 \times 1.067 = 801.38 \text{ kN}$

- Le moment de flexion :



$$R_a = R_b = 160 \text{ kN}$$

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = 160 \times 16.025 = 2564 \text{ kN.m}$$

Une voie chargée :

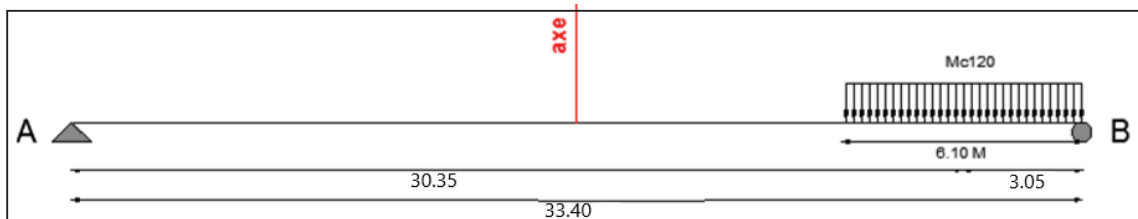
$$\mathcal{M}_1 = \mathcal{M}_{\text{max}} \times bt \times \delta = 2564 \times 1.2 \times 1.06 = 3255.3 \text{ kN.m}$$

Deux voies chargées :

$$\mathcal{M}_2 = 2 \times \mathcal{M}_{\text{max}} \times bt \times \delta = 2 \times 2564 \times 1.2 \times 1.067 = 6553.6 \text{ kN.m}$$

V.6.5. La surcharge militaire Mc 120 :

- L'effort tranchant :

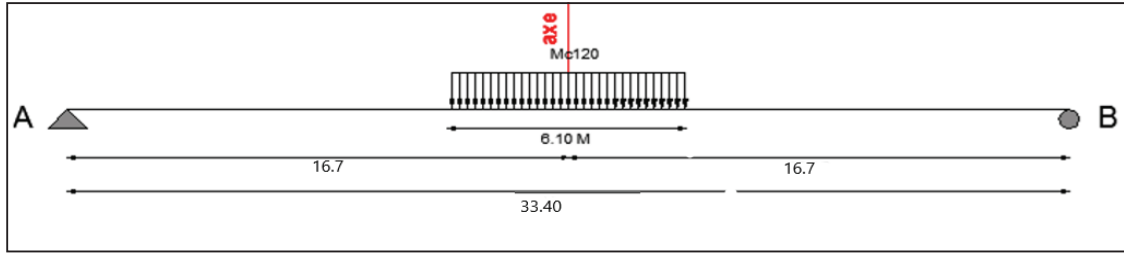


$$\sum \mathcal{M} / A = 0 ; \text{ donc on a : } 33.40 R_b = 1100 \times 30.35$$

$$R_b = 999.6 \text{ kN} \quad R_a = 1100 - R_b = 100.4 \text{ kN}$$

$$T_{\text{Mc120}} = R_b \times \delta = 999.6 \times 1.070 = 1070.6 \text{ kN}$$

- Le moment de flexion :



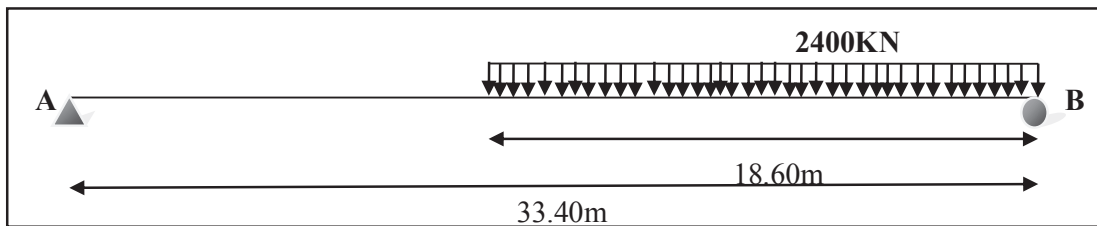
$$R_a = R_b = \frac{1100}{2} = 550 \text{ KN}$$

$$\mathcal{M}_{\max} = \mathcal{M}l/2 = R_a \times 16.7 - \frac{q \times 3.05^2}{2} = 9185 - 838.71 = 8346.29 \text{ KN.m}$$

$$\mathcal{M}_{\max}(\text{Mc120}) = \mathcal{M}_{\max} \times \delta = 8346.29 \times 1.070 = 8930.53 \text{ KN.m}$$

V.6.6. SYSTEME D240 :

- L'effort tranchant :

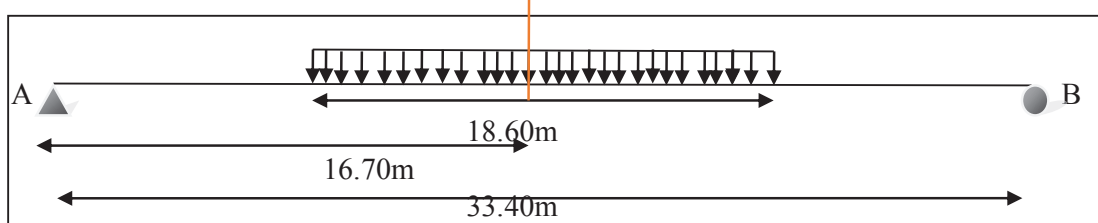


$$\sum \mathcal{M} / A = 0 ; \text{ donc on a : } 33.40 R_b = 2400 \times 26$$

$$R_b = 1868.26 \text{ KN} \quad R_a = 531.74 \text{ KN}$$

$$T_{D240} = R_b \times \delta = 1967.28 \text{ KN}$$

- Le moment de flexion :



$$R_a = R_b = \frac{2400}{2} = 1200 \text{ KN}$$

$$\mathcal{M}_{\max} = \mathcal{M}l/2 = R_a \times 16.7 - \left(\frac{9.3^2}{2} \times \frac{2400}{18.60} \right) = 14460 \text{ KN.m}$$

$$\mathcal{M}_{\max}(\text{D240}) = \mathcal{M}_{\max} = 14460 \text{ KN.m}$$

V.6.7 système Br:

- L'effort tranchant :

$$T_{\text{ax}} = R_b \times \delta_1 = 100 \times 1.054 = 105.4 \text{KN}$$

- **Le moment de flexion :**

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 50 \text{KN}$

$$\mathcal{M}_{\text{max}} (L/2) = 50 \times 33.40/2 = 835 \text{KN.m}$$

$$\mathcal{M}_{\text{max}} = \mathcal{M}_{\text{max}} (L/2) \times \delta_1 = 835 \times 1.054 = 880.1 \text{KN.m}$$

V.6.8 Surcharge sur trottoirs :

- **L'effort tranchant :**

Un trottoir chargé :

$$T_{1\text{max}} = St_1 \times \frac{L}{2} = 1.88 \times \frac{33.40}{2} = 31.40 \text{KN}$$

Deux trottoirs chargés :

$$T_{2\text{max}} = St_2 \times \frac{L}{2} = 3.75 \times \frac{33.40}{2} = 62.63 \text{KN}$$

- **Le moment de flexion :**

Un trottoir chargé :

$$\mathcal{M}_{1\text{max}} = St_1 \times \frac{L^2}{8} = 262.16 \text{KN.m}$$

Deux trottoirs chargés :

$$\mathcal{M}_{2\text{max}} = St_2 \times \frac{L^2}{8} = 522.92 \text{KN.m}$$

V.7. CONCLUSION :

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR). Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui effectué à l'aide de logiciels de modélisation et calcul (Autodesk robot).



CHAPITRE VI : CALCUL DES SOLLICITATIONS

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

VI.1. MODELISATION DU TABLIER :

Dans ce chapitre, on va utiliser le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis professionnel (2018) pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M, T) en chaque point du tablier.

C'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures qui 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...etc.

Étant donné que l'ouvrage jumeau est isostatique chaque 'un' comportant trois travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm reposant sur 12 poutres).

Pour l'étude du tablier on a choisi l'élément fini « coque » les poutres sont modélisées par des barres, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre côté sur un appui double, la dalle quant à elle est modélisée par un panneau à 4 nœuds, les surcharges sont introduites et disposées suivant le règlement RCPR, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

- **En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :**

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

- **Dans notre cas la modélisation est effectuée comme suit :**

- La déclaration des lignes de construction ;
- La déclaration des nœuds ;
- Relier les nœuds par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres **III et IV**
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure ;
- Les charges et surcharges sont définies, selon RCPR, dans le chapitre **V**
- Définition des différentes combinaisons de charges ;
- Analyse sous différentes combinaisons de charges ;
- L'exploitation des résultats obtenus.

Note : les étapes de la modélisation de tablier présenter en annexe 04

VI.2. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI.2.1. LES POUTRES :

12 poutres celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et médiane.

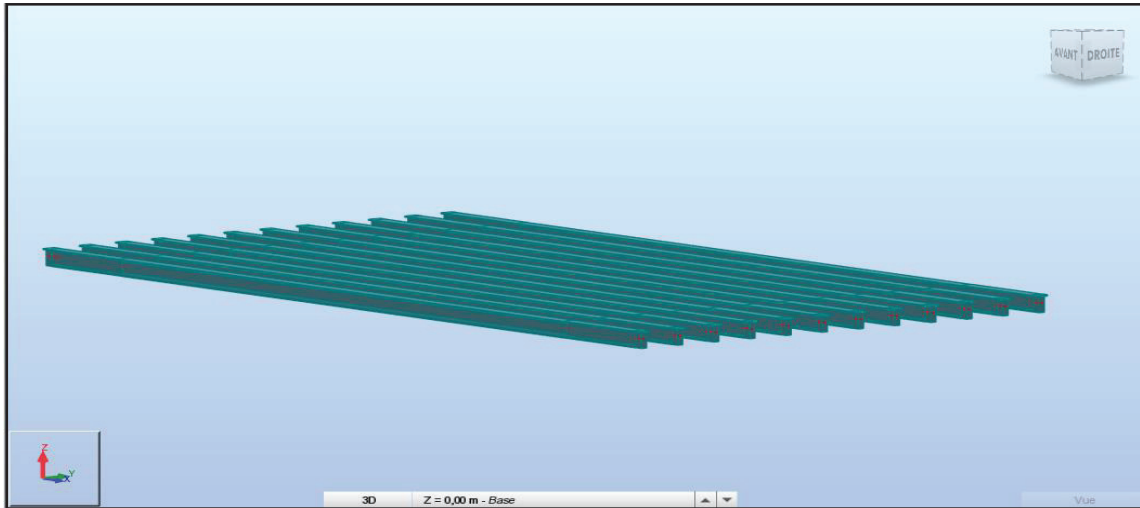


Figure VI. 1. Modèle des poutres

VI.2.2. L'HOUDIS

La dalle a été modalisée en utilisant l'élément « panneau ».

Les 03 figures suivantes montrent les différentes vues de la modélisation du l'hourdis.

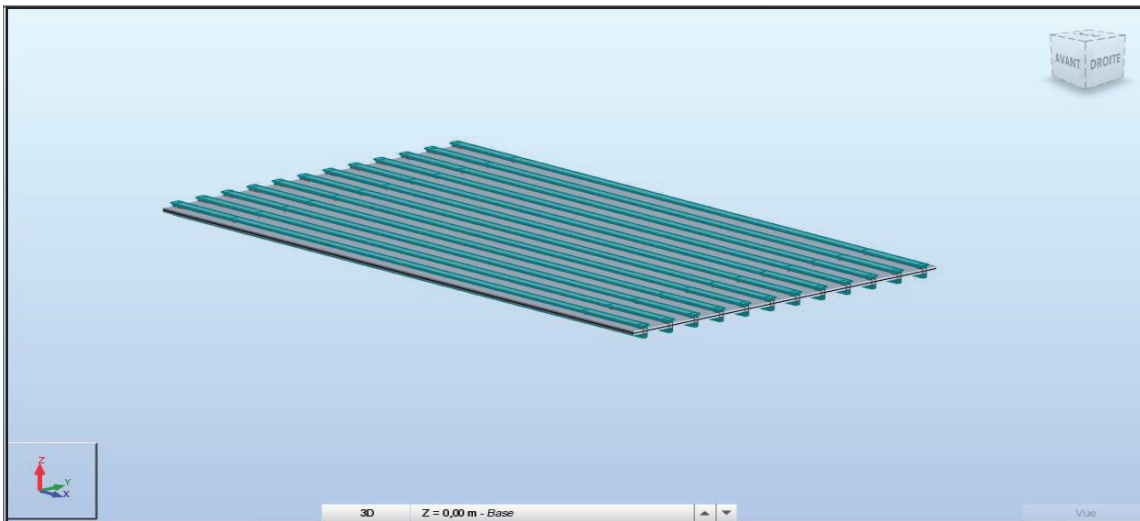


Figure VI. 2. Vue 3D

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS



Figure VI. 3. Coupe longitudinale.

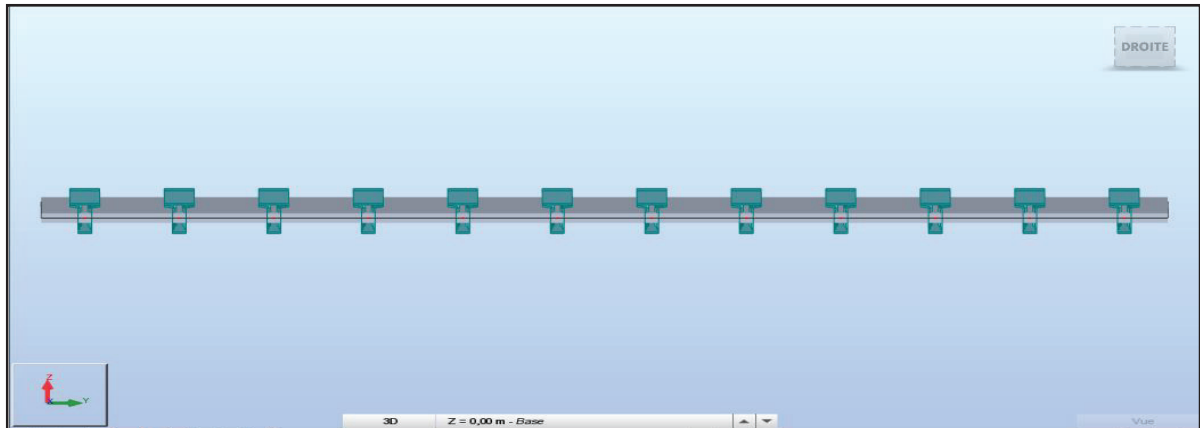


Figure VI.4. Coupe Transversale.

VI.2.3.LES APPUIS :

Utilisé deux types d'appuis : Appuis simples et double

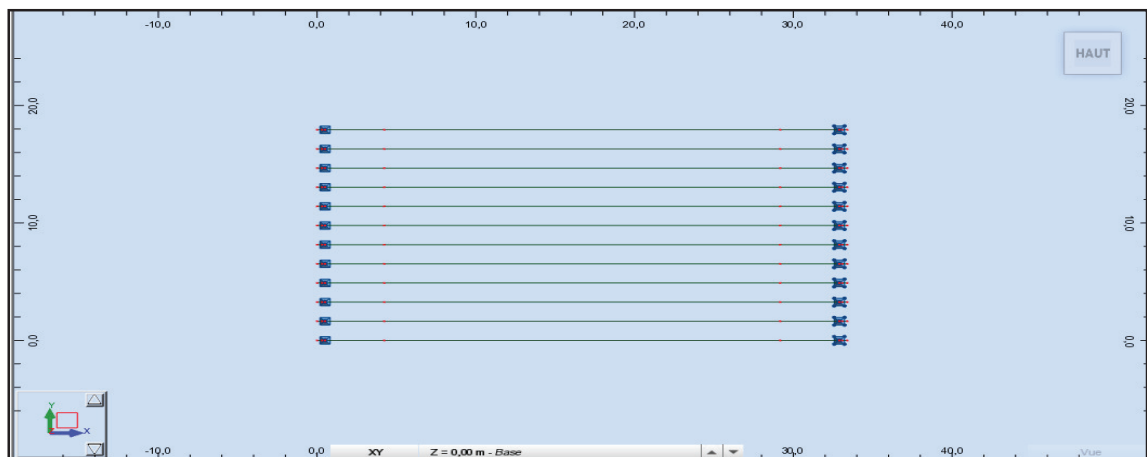


Figure VI. 5. Modélisation des appuis

VI.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

VI.3.1. Définition des charges :

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

-Les charges permanentes ;

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

-Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques A(l), soit des charges roulantes.

Tableau VI.1.Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	P _p	Charges permanentes	Poids propre des poutres.
	CCP		Poids propre du béton de la dalle.
			Poids propre de couche de roulement.
			Poids des corniches
			Poids de trottoir.
			Poids des glissières de sécurité
			Poids de garde-corps.
A(l)	Surcharges	Charges statique du trafic A(l)	
St		Surcharge sur trottoirs	
Bc		Charges mobile- Camion.	
Bt		Charges mobile- Tandem	
Mc120		Surcharge militaire.	
D240		Charge exceptionnelle.	

Tableau VI.2.résultats de calcul fait par robot 2018.

Chargement	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poids propre	1612.88	239.84
CCP	687.61	146.68
Charge permanente	2300.49	386.52
St	51.24	14.25
Al (5VC)	1104.04	152.88
Bc (5VC)	1478.65	241.57
Mc120	1056.26	190.85
D240	1492.45	263.35

VI.3.2 COMBINAISONS D' ACTIONS :

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

Tableau VI.3.Combinaisons de charge.

Combinaisons	Moments max (KN.m)	Effort tranchant (KN)
E.L.U : 1.35G+1.6 (Al 5VC +St)	4824.11	731.78
E.L.U : 1.35G + 1.6 (BC 5VC +St)	5551.67	868.20
E.L.U : 1.35 G + 1.6(bt2 +St)	3987.91	652.21
E.L.U : 1.35 (G+D240)	5118.75	810.72

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

E.L.U : 1.35 (G+Mc120)	4529.73	753.26
E.L.S : G+1.2 Al 5VC +St	3579.1	541.26
E.L.S : G + 1.2 BC 5VC +St	4124.76	643.48
E.L.S : G+1.2bt2 + St	2951.95	481.49
E.L.S : G+ D240	3791.67	600.53
E.L.S : G+ Mc120	3355.36	557.97

VI.4. RESULTATS :

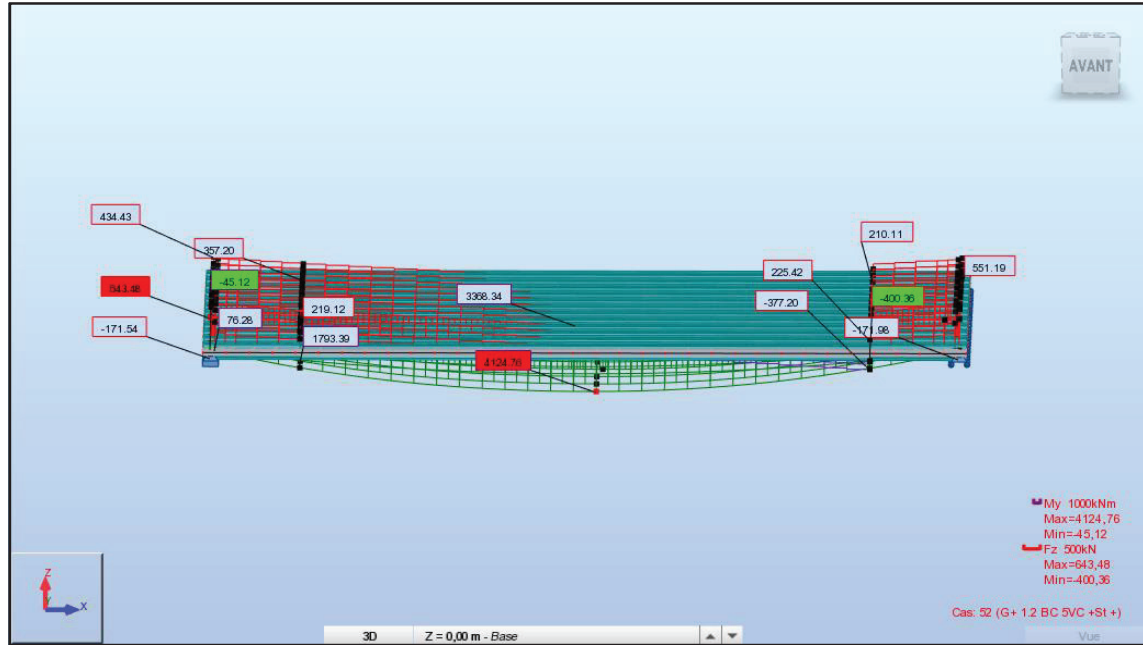


Figure VI.6. Effort maximaux à l'E.L.S obtenu par robot 2018.

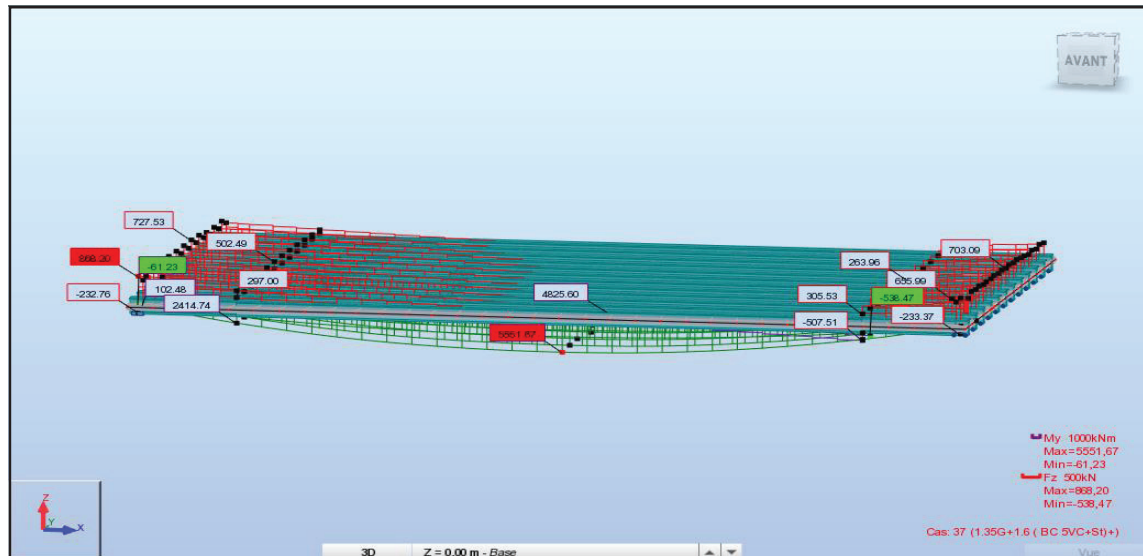


Figure VI.7. Effort maximaux à l'E.L.U obtenu par robot 2018.

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

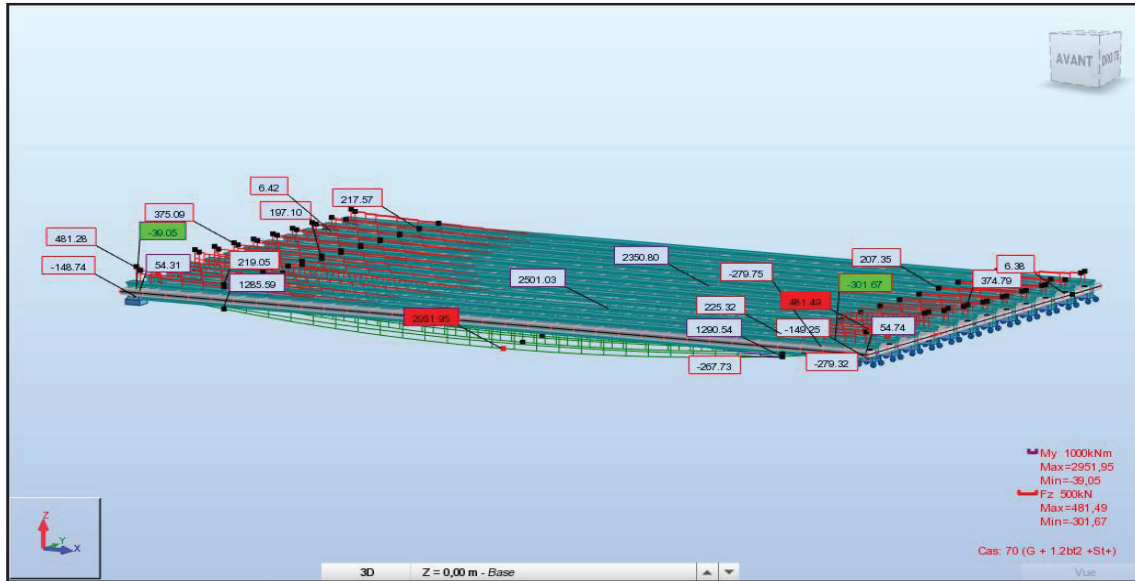


Figure VI.8. Effort Min à l'E.L.S obtenu par robot 2018.

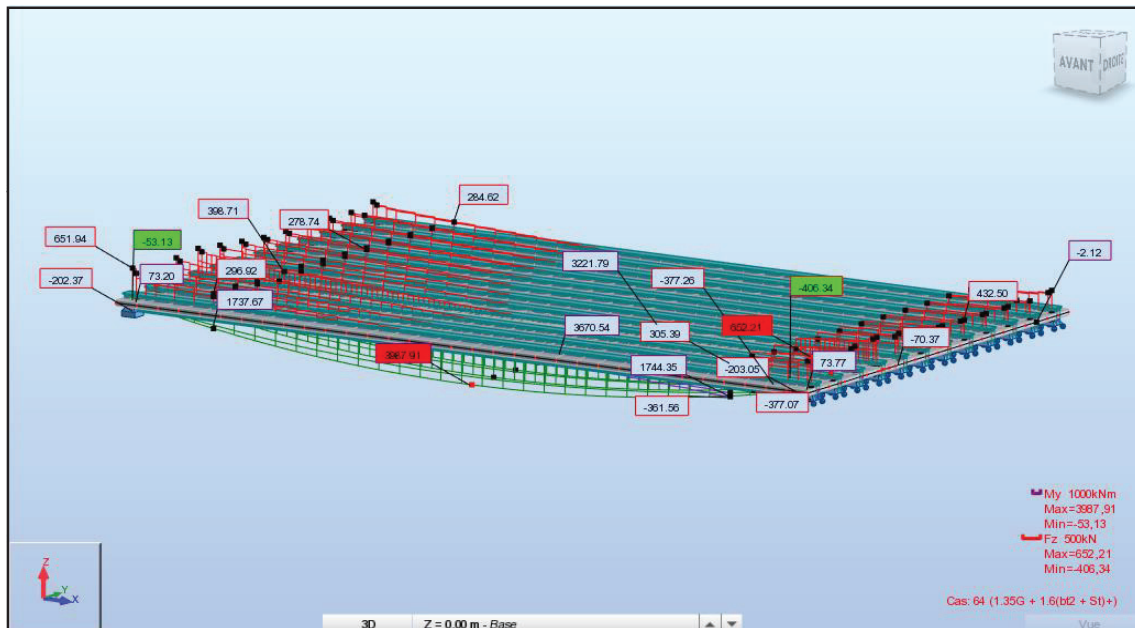


Figure VI.8. Effort Min à l'E.L.U obtenu par robot 2018.



CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

VII.1. INTRODUCTION:

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.

VII.2. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT :

L'idée de précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble de forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisant naître des tractions, ne provoque qu'une décompression de matériau. En pratique, beaucoup de structures connues doivent L'idée de la technique de béton précontrainte est due à M. Freyssinet qui cherché à se placer dans des conditions voisines de certain arcs ou l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement la compression aux quelles le béton résiste convenablement.

VII.3. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :

- Nombre de torons par câble : 12T15
- Section nominale de l'acier : $A_p=1800 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la graine : $\varnothing = 80 \text{ mm}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$.
- contrainte limité élastique garantie : $f_{peg} = 1660 \text{ MPA}$.
- Section nette** : c'est la section totale du béton avec déduction des conduits et des enclaves
- Bnette** = estimé à 95% **Bbrute**
- In/G** : le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité estimé à 90% **IG** (moment d'inertie de la section brute)
- Sn/G** : le moment statique de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité
- V' : Distance de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité : $V' = \frac{S_n/G}{B_{nette}}$
- V : Distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité : $V = h - V'$
- i : rayon de giration : $i = \sqrt{In/G / B_{nette}}$
- ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = \frac{i}{v \times v'}$
- d' : $0.1 \times h$.
- $\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 f_{tj}$ (la contrainte de traction du béton dans la section d'enrobage)
- $\bar{\sigma}_{bt1} = - f_{tj}$ (la contrainte de traction du béton hors de la section d'enrobage)
- e_0 : excentricité de câble $e_0 = d' - v'$

• **SOLLICITATION :**

Résultats de la modélisation	
M _M : Moment fléchissant max sous E.L.S : G + 1.2 BC 5VC +St ((MN .m)	4.125
M _m : Moment fléchissant min sous E.L.S : G+1.2bt2 + St (MN .m)	2.952
V _M : effort tranchant max sous E.L.S : G + 1.2 BC 5VC +St (MN)	0.643
V _m : effort tranchant min sous E.L.S : G+1.2bt2 + St (MN)	0.481

VII.4. CALCULE DE LA PRECONTRAINTE :

VII.4.1 NOMBRE DES CABLES :

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi- travée :

• **VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE :**

✓ **P min = max [PI, PII]**

$$PI = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} \times (V \times \bar{\sigma}_{bt2} + V \times \bar{\sigma}_{bt1}) \quad \text{Sous critique}$$

$$PII = \frac{M_{ax} + \frac{In/G}{V'} \times \bar{\sigma}_{bt2}}{V' + \rho \times V - d'} \quad \text{Sur critique}$$

Avec :

PI: c'est la force minimale en section sous critique.

PII: c'est la force minimale dans en section sur critique.

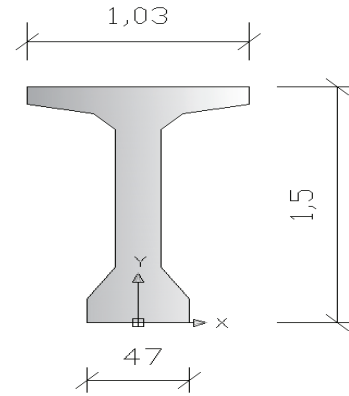
✓ **Caractéristiques :**

(Figure VII. 1. Caractéristique déférentes sections de poutre)

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Poutre intermédiaire seule

Aire: 0.5108
Périmètre: 5.1714
Centre de gravité: X: 0.0000
Y: 0.8417
Moments d'inertie: X: 0.5002
Y: 0.0152
Produits d'inertie: XY: 0.0000
Rayon de giration: X: 0.9896
Y: 0.1727



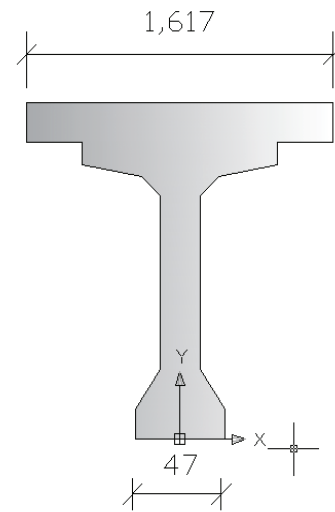
Moments principaux et directions X-Y autour du centre de gravité:

I: 0.0152 le long de [0.0000 1.0000]

J: 0.1383 le long de [-1.0000 0.0000]

Poutre intermédiaire + hourdis

Aire: 0.8342
Périmètre: 6.7454
Centre de gravité: X: 0.0000
Y: 1.1356
Moments d'inertie: X: 1.3292
Y: 0.0857
Produits d'inertie: XY: 0.0000
Rayon de giration: X: 1.2623
Y: 0.3205



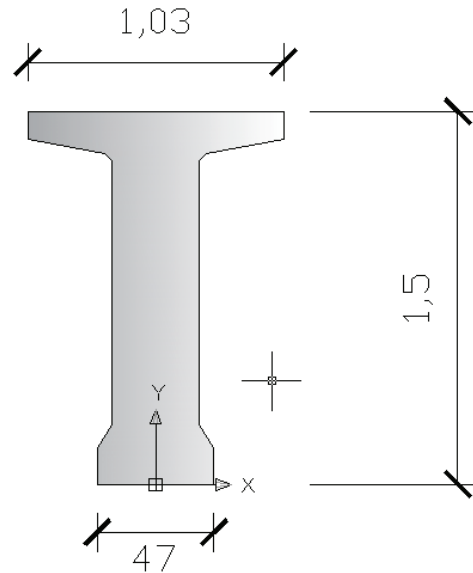
Moments principaux et directions X-Y autour du centre de gravité:

I: 0.0857 le long de [0.0000 1.0000]

J: 0.2533 le long de [-1.0000 0.0000]

Poutre d'about seule

Aire: 0.6461
 Périmètre: 5.0759
 Centre de gravité: X: 0.0000
 Y: 0.8288
 Moments d'inertie: X: 0.5932
 Y: 0.0180
 Produits d'inertie: XY: 0.0000
 Rayon de giration: X: 0.9582
 Y: 0.1668

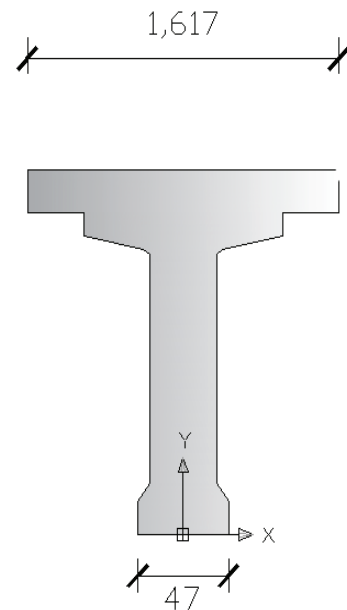


Moments principaux et directions X-Y autour du centre de gravité:

I: 0.0180 le long de [0.0000 1.0000]
 J: 0.1494 le long de [-1.0000 0.0000]

Poutre d'about + hourdis

Aire: 0.9695
 Périmètre: 6.6499
 Centre de gravité: X: 0.0000
 Y: 1.0860
 Moments d'inertie: X: 1.4222
 Y: 0.0884
 Produits d'inertie: XY: 0.0000
 Rayon de giration: X: 1.2111
 Y: 0.3020



Moments principaux et directions X-Y autour du centre de gravité:

I: 0.0884 le long de [0.0000 1.0000]
 J: 0.2786 le long de [-1.0000 0.0000]

Tableau VII.1. Les caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis.

h(m)	V'(m)	V(m)	B(m ²)	I _G (m ⁴)	ρ	d'
1.75	1.2031	0.5469	0.9483	0.1793	0.287	0.175

$e_0 = -1.028$

$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj} = -4.05 \text{ MPa.}$

$\bar{\sigma}_{bt2} = -f_{tj} = -2.70 \text{ MPa.}$

✓ **forces de précontraintes :**

a - phase I

$P_1 \text{ (KN)} = 2094.22$

b -phase II

b-1- cas des câbles en extradados

$P_2 \text{ (KN)} = 2717.38$

$N \text{ torons extradados} = 12 \quad \text{forces câbles} = 2293,898$

$P \text{ différences(KN)} = 357,45$

$n \geq 2,76$; On prend alors 03 câbles de 12T15.

b-2- pas de câbles en extradados :

$P_2 \text{ (KN)} = 2325,38$

$n \geq 2,49$; On prend alors 03 câbles de 12T15.

✓ **Nombre des câbles :**

Estimation des pertes à Δp : 25%

On prend alors 03 câbles de 12T15.

VII.4.2. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES :

Ce calcul consiste à vérifier que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire de vérifier le non dépassement des contraintes limites de compression et de traction dans toutes les phases déconstruction et de services vis-à-vis des sections les plus sollicitées (mi-travée de la poutre) :[8]

❖ **PREMIERE PHASE :**

-On tire les 03 câbles à 50% de p_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10 %

- Les contraintes limites :

$f_{cj} = 23.18 \text{ MPa.} \quad f_{tj} = 1.99 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 13.91 \text{ MPa.}$

$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj} = -2.99 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{bt2} = -f_{tj} = -1.99 \text{ MPa}$

❖ **DEUXIEME PHASE :**

-la poutre est toujours sur le banc de préfabrication la mise en tension des câbles est à 100% le béton a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte.

-les pertes considérées $\Delta_p = 20\%$.

-les contraintes limites :

$$f_{cj} = 35\text{MPa.} \quad f_{tj} = 2.70\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj} = -4.05\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7f_{tj} = -1.89\text{MPa.}$$

❖ **TROISIEME PHASE : Après coulage de la dalle**

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

-Efforts dus à la deuxième phase

- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

❖ **QUATRIEME PHASE : En service**

-Mise en service de l'ouvrage.

- Les pertes considérées $\Delta_p = 25\%$.

-Les contraintes limites :

$$f_{cj} = 35\text{MPa.} \quad f_{tj} = 2.70\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj} = -4.05\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = -f_{tj} = -2.70 \text{ MPa.}$$

Pour avoir le nombre de câbles, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

- Fibre supérieure : $\sigma_{sup} = \frac{Mg.V}{I} + P\left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{e0.V}{I}\right) \geq \bar{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{tj}$

- Fibre inférieure : $\sigma_{inf} = -\frac{Mg.V'}{I} + P\left(\frac{1}{B_{nette}} + \frac{e0.V'}{I}\right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$

La précontrainte de calcul : $P = n \times P_0 \times (1 - \Delta_p)$.

Tableau VII. 2. Vérification des contraintes pour les différentes phases de la précontrainte.

Phase	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4
f_{cj}	23.18	35	35	35
f_{tj}	1.99	2.7	2.7	2.7
σ_{bc}	13.91	21	21	21
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05

$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.99	-1.89	-1.89	-2.7
Δ_p %.	10	20	20	25
e 0	0.6	0.6	0.94	0.94
M(MN.m)	0.582	0.582	2.301	4.125
P(MN)	3.76	6.01	6.01	5.66
σ_{sup}	4.49	2.33	1.32	8.02
σ_{inf}	5.03	18.43	13.50	-0.35
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

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.5. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES :

VII.5.1. SECTION D'ABOUT (pour X=0) :

Nous disposons les câbles afin d'obtenir des forces de précontrainte qui coïncident avec le Centre de gravité de la section d'about.

On calcule la moyenne de la position de centre de gravité d'une section nette d'about de la poutre seule et le centre de gravité de même section avec hourdi.

On respectant la distance entre les deux plaques d'encrage.

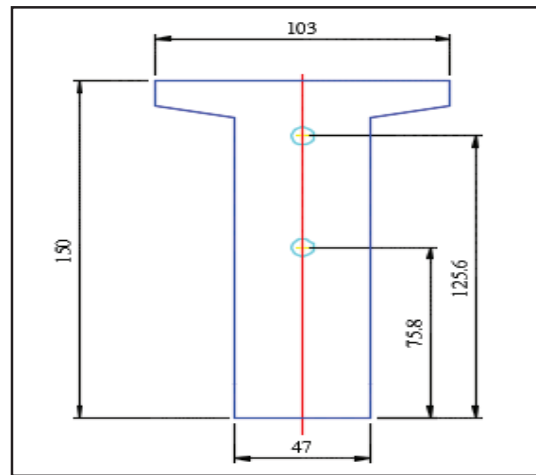


Figure VII. 2. Disposition des câbles à l'about

VII.5.2. SECTION MEDIANE (pour X= L/2) :

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante:

La disposition des câbles au niveau de la section à mi- travée est conditionnée par :

- ✓ L'espace horizontal eH entre les câbles : $eH \geq \Phi$ avec : $\Phi = 8$ cm

✓ Espacement vertical e_v entre les câbles : $e_v \geq \Phi$

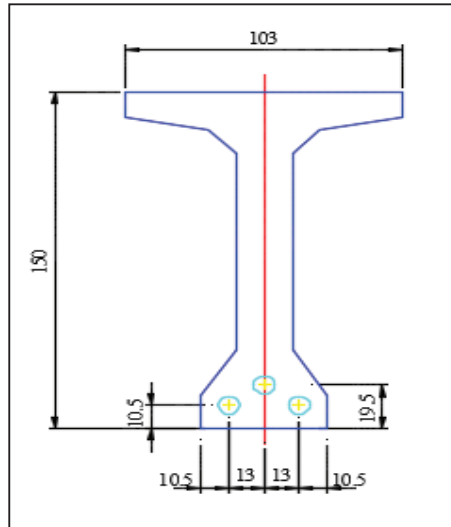


Figure VII. 3. Disposition des câbles à mi- travée.

VII.5.3. DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE :

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\text{Arcsin} \frac{VM - Vm}{P} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \frac{Vm - Vm}{P}$$

$\bar{V} = \bar{\tau} b n 0.8 h$: effort tranchant limite supportée par la section d'about

h : hauteur de la poutre+ hourdis.

$\bar{\tau} = [0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)]^{0.5}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service

$\sigma_x = \frac{P}{Bn}$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$B_{nette} = (P+d) - n \frac{\pi \phi^2}{4}$ La section nette (calculer par autocad).

La largeur nette $b_n = b_0 - m\phi$ Avec $m=1$: nombre de graines par lit.

Tableau VII. 3. Etapes de calcul des angles de relevages pour Les deux câbles.

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	V (MN)	$\alpha = \sin^{-1} \frac{VM - V}{P}$	$\alpha = \sin^{-1} \frac{VM + V}{P}$
0.39	1.3	5.66	4.83	2.85	1.56	-8.39°	28.53°

Après le tracer on obtient:

$\alpha_1 = 9.35^\circ$ (pour le câble le plus bas de la section d'about).

$\alpha_2 = 15.09^\circ$ (pour le câble le plus haut de la section d'about).

$\alpha_3 = 26.75^\circ$ (pour la section médiane).

VII.5.4. ALLURE DES CABLES :

Le schéma suivant décrit l'allure des câbles constitués d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale parabolique, dans l'âme de la poutre, un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. Le développement des équations de câblage est détaillé en annexe 05 partie 01.

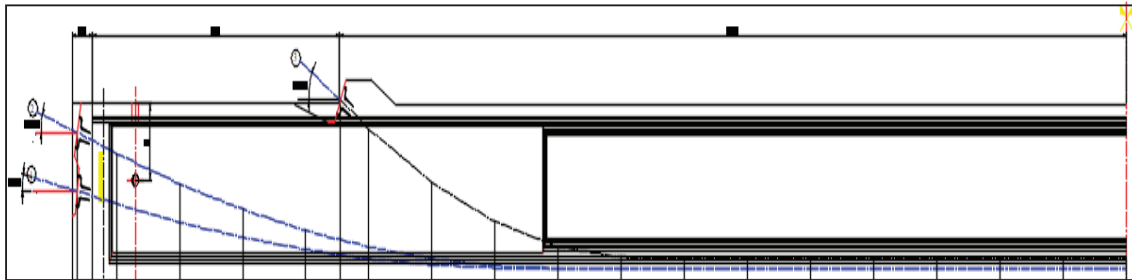


Figure VII.4. Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre

VII.6. CALCUL DES PERTES :

Les pertes de précontraintes peuvent être rangées sous deux catégories : [7]

VII.6.1.LES PERTES DE TENSION INSTANTANÉES :

Se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont dues à :

- ✓ Au frottement de câble $\sigma\phi(x)$
- ✓ Recul à l'ancrage $\Delta\sigma_g$
- ✓ Déformation du béton σ_e

Le calcul Les pertes d'instantanée tension instantanée $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

VII.6.2.LES PERTES DIFFERES :

Se produisent dans un temps plus au moins long après la mise en tension. Elles sont dues a :

- ✓ la relaxation des aciers $\Delta\sigma_{rel}$
- ✓ Au retrait du béton $\Delta\sigma_r$
- ✓ Au fluage du béton $\Delta\sigma_{fl}$

Le calcul des pertes différés : $\Delta\sigma_d = 5/6 \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}$

V.6.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES:

Le détail de calcul des pertes instantanées et différés sont représentés en annexe05 partie02, le tableau suivant résume les pertes globales.

Tableau VII. 4. Récapitulatif des pertes totales.

Type de perte	Désignation	Pour X = L/2	Pour X = L/2 (% des pertes)
Les pertes instantanées	$\Delta\sigma_{\text{frot}} \text{ moy (x)}$	56.16	3.75
	$\Delta\sigma_{\text{g recul}} \text{ moy}$	31.36	2.14
	$\sigma_e \text{ defort beton}$	41.90	3.02
La somme des pertes instantanée	$\Delta\sigma_{\text{inst}} = \Delta\sigma_{\text{f}} + \Delta\sigma_{\text{g}} + \sigma_e$	129.42	8.91
Les pertes différées	relaxation des aciers $\Delta\sigma_{\text{rel}}$	55.89	4.08
	Au retrait du béton $\Delta\sigma_{\text{r}}$	36	2.68
	Au fluage du béton $\Delta\sigma_{\text{fl}}$	128.22	9.07
La somme des pertes différé	$\Delta\sigma_{\text{diffère}} = 5/6\Delta\sigma_{\text{rel}} + \Delta\sigma_{\text{r}} + \Delta\sigma_{\text{fl}}$	210.80	15.15
Les pertes totales	$\Delta\sigma_{\text{total}} = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{diffère}}$	340.22	24.07

On constate que le pourcentage des pertes totales ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

VII.7. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES :

Les sections nettes qu'on obtient en soustrayant des sections brutes les vides longitudinales ménagés pour le passage des armatures de précontraintes, ces sections doivent être utilisées pour le calcul aux états limites de service.

Pour ce qui concerne les résultats et la méthode de calcul des caractéristiques géométriques de ces sections, ils sont détaillés en annex05 partie 03

VII.8. JUSTIFICATION DES POUTRES :

Nous allons vérifier, dans cette partie, si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée, (a mis travée).

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,80 \Delta P$$

$$P2 = 0,98 P0 - 1,20 \Delta P$$

VII.8.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES L'ELS :

On vérifie que la contrainte normale $\sigma(y)$ est comprise entre les contraintes limites σ_{bc} et σ_{bt} Pour chaque phase lors de l'exécution et en service (combinaison rares), sachant que : [7]

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \left(\frac{Pe_0}{I_n} + \frac{M}{I_n} \right) y$$


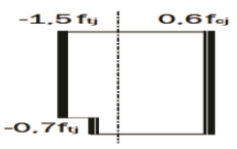
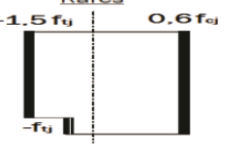
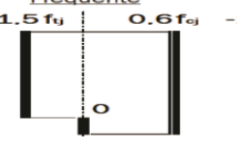
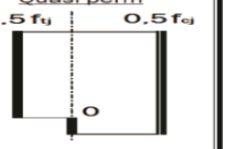
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II 				

Figure VII.5. Les contraintes limites à respecter.

Un tableau qui résume tous les phases de vérification des contraintes normales à l'ELS est joint en annexe5 partie 04.

VII.8.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \quad \text{Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

b_n : largeur nette de la section

$$\tau^2 < 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 < 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2$$

Puisque $\sigma_x < 0.4 \cdot f_{cj}$ On a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$; donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

$$\sigma_x = \frac{p}{B_n} \quad \text{avec } p = \sum p_i \cos \alpha_i \quad \text{et } P = n \times p_0 \times (1 - \Delta p)$$

$$\text{Tel que } \begin{cases} B_n: \text{ la section nette} \\ n: \text{ le nombre de cable} \\ P_0: \text{ la contrainte de tension a l'ancrage} \\ \Delta p: \text{ la somme des pertes totales} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1 = (0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x))^{0.5} = (0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 4.83))^{0.5} = 2.85 \text{ MPa}$$

1.33 Mpa < 2.85 Mpa vérifié

VII.8.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU :

$$\text{Tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} ; \quad \text{avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ; $\tau_u = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$.

$$V_{u\text{red}} = V_{ult} - \sum P_i \sin \alpha_i = 0.74 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.08 \text{MPa}$$

$$\beta_u = 25.09^\circ \text{ On prend } \beta_u = 30^\circ$$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée

$$\text{Par : } \frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_e = 400 \text{MPa} \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_{t28} = 2.70 \text{MPa} \\ b_n = 0.39 \text{m} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 1 \text{cm} \quad \text{On pose un cadre de}$$

VII.8.4. JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON :

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la Contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de vérifier

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$2.08 \text{MPa} \leq \frac{f_{cj}}{6} = 5.83 \text{MPa}$$

Donc la condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée. [8]

VII.9. FERRAILLAGE PASSIF :

VII.9.1. ARMATURES LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE :

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections de façon à représenter au moins :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}} = \left(\frac{0.149}{1000} + \frac{0.16}{400 \times 1.5} \right) \times 10^4 = 4.16 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 4HA12 $A_s = (4.52 \text{ cm}^2)$

B_t : Désigne l'aire de la partie du béton tendue

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

N_{bt} : La résultante d contraintes de traction correspondantes.

f_{tj} : contraintes de traction du béton.

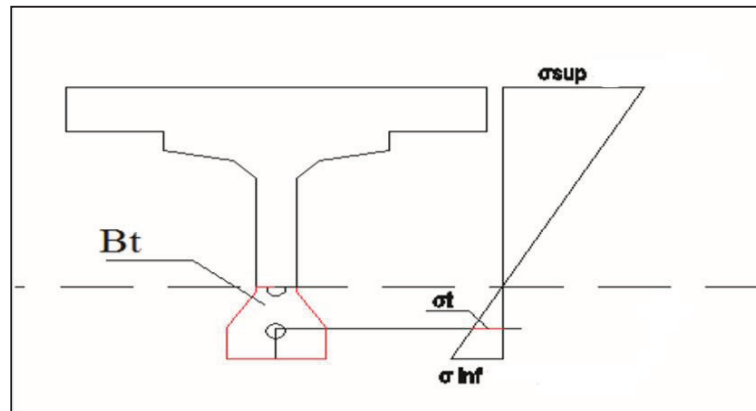


Figure VII.6.diagramme des contraintes à mi travée.

VII.10. ARMATURES DE PEAU :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considéré. [5]

VII.10.1. LONGITUDINALEMENT :

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0.1\% \text{ section nette de la poutre} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \times 5.1714 = 15.5142 \text{ cm}^2 \\ 0.001 \times 5108 \end{array} \right.$$

$A_s \geq 15.51$ On disposera alors 20HA10 cm² sur le périmètre latéral de la poutre préfabriqué à un enrobage minimum.

VII.10.2. TRANSVERSALEMENT :

2 cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe de centre de gravité est placé sur le périmètre de l'âme. Soit un 1 cadre de HA12 par mètre de parement.

En fibre supérieure, le cadre au-dessus de la table de compression des poutres pour participer à la couture de l'effort de glissement a la jonction poutre – hourdis. Cette couture est complétée par des petits étriers, ancrés dans la table de compression

VII.10.3. CADRES DE TALON :

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque les 15 cm à l'about et 20 cm en travée. Des adaptations du façonnage des cadres sont nécessaires pour empêcher les déviations en plan des câbles de précontrainte.

VII.10.4. ARMATURES SUPERIEURES DE LA TABLE

❖ DE COMPRESSION :

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression.

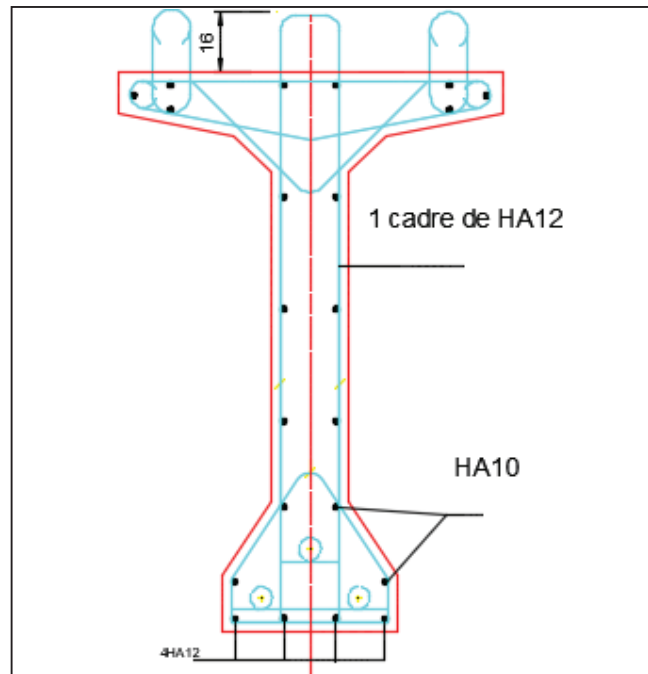


Figure VII.7. Ferrailage de la poutre à mi- travée.

VII.11.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

HYPOTHESE DE CALCUL :

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

PRINCIPE ET ETAPES DE CALCUL :

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant (N_u, M_u) .

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer y pour le calcul de B .
- Faire une comparaison entre N_u et \bar{N}_u qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que : $M_u \leq \bar{M}_u$

L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
[11]

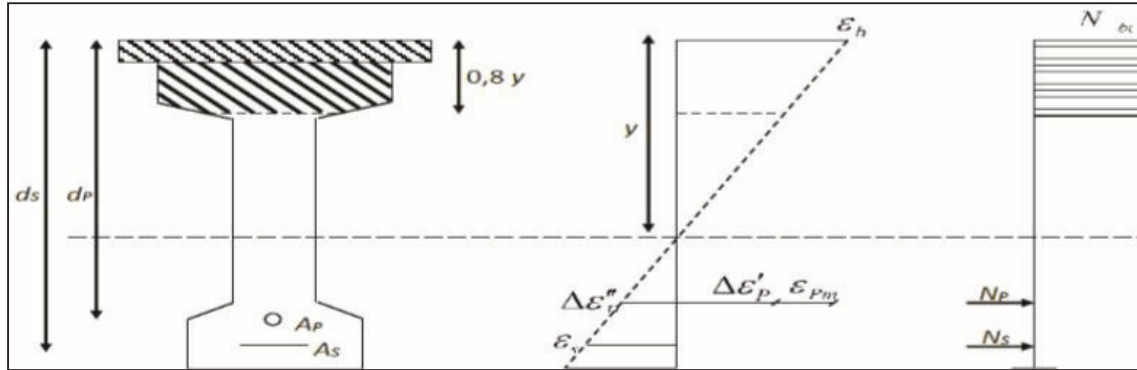


Figure VII. 8. Diagramme de déformation du béton et de l'acier.

Après le calculé faite en annexe 05 partie 05 on obtient les résultats suivant : Pour la vérification, on procède comme suit :

PREMIERE ITERATION :

On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{‰} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{N}_u = 10.14 > N_u = 5.12 \text{MPa}$$

DEUXIEME ITERATION :

On suppose que $\bar{N}_u = N_u$, on cherche B(y) :

Ce qui donne pour la valeur de $\bar{N}_u = 5.09 \text{ MN} \approx 5.12 \text{ MN}$

$$\bar{M}_u = 7.28 \text{ MN} > M_u$$

CONCLUSION : Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les Contraintes normales à l'ELU sont vérifiées

VII.12. JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D'ABOUT :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte. [9]

VII.12. 1.ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION :

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

Une zone d'équilibre général situé à la distance $l_r = h$ (ou b) de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

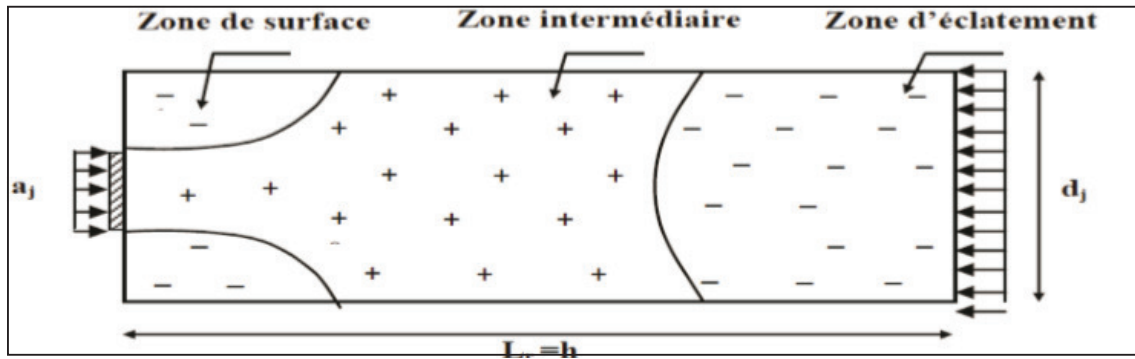


Figure VII. 9 .Zones de concentration des contraintes.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j

$$d_{j1} = \min(2d_1, d_2) = 1.256\text{m}$$

$$d_{j2} = \min(d_2, 2d_3) = 0.488\text{m}$$

$$d_{\min} = 0.488\text{m} \quad a_{ij} = 0.24\text{m}$$

VII.12.1.1. ZONE DE SURFACE :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface AS à l'arrière des ancrages, à distance d'enrobage des parements donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma'_s}$$

P_{j0} : représente la force à l'origine de l'ancrage par câble.

$$P_{j0} : \sigma_{p0} \times A_p = 2,362\text{MN}$$

$$\sigma'_s = \frac{2}{3} \times f_e = 266.67\text{MPa}$$

Plan vertical

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.362}{266.67} = 3.54\text{cm}^2 \quad \text{soit : 01 cadre HA16 (} A_s = 4.02\text{cm}^2)$$

Plan horizontale

$$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 2.362}{266.67} = 7.1\text{cm}^2 \quad \text{soit : 02 cadres HA16 (} A_s = 8.04\text{cm}^2)$$

VII.12.1.2. ZONE D'ECLATEMENT :

Vérification des contraintes d'éclatement :

$$\text{La contrainte de traction du béton } \sigma_{tej} \text{ doit vérifier ; } \sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Au 7^{ème} jour : les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{t7} = 1.99\text{MPa}$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.24}{0.488}\right) \times \frac{0.5 \times 2.362}{0.47 \times 0.488} \leq 1.25 \times 1.99$$

$$\sigma_{tej} = 1.31\text{MPa} \leq 2.48\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Au 28^{ème} jour : les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{tj}= 2.7\text{MPa}$

$\sigma_{tej}= 2.62 \text{ MPa} \leq 3.375\text{MPa}$ vérifiée

VII.12.1.2.1.FERRAILLAGE DE LA ZONE D'ECLATEMENT :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'encrage, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque encrage.

Plan vertical

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3}f_e} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3}f_e} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.24}{0.488}\right) \frac{2.362}{\frac{2}{3} \times 400} \\ 0.15 \frac{2.362}{\frac{2}{3} \times 400} \end{array} \right.$$

$A_s=13.3\text{cm}^2$ soit 4 cadre HA16 ($A_s= 16.08\text{cm}^2$) disposer sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

Plan horizontal

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{b}\right) \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3}f_e} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3}f_e} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.24}{0.47}\right) \frac{2.362}{\frac{2}{3} \times 400} \\ 0.15 \frac{2 \times 2.362}{\frac{2}{3} \times 400} \end{array} \right.$$

$A_s= 26.57 \text{ cm}^2$ soit 7 cadre HA16 ($A_s= 28.15\text{cm}^2$) ces cadres verticaux repartis sont impérativement continues sur toute la hauteur du panneau et sont reparties de telle sorte que chaque prisme soit traversé par la section le concernant.

VII.12.1.3. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Au 7^{ème} jour : les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c7}=23.18$

$$\sigma_{mj} = \frac{0.5 \times 2.362}{0.47 \times 0.488} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$\sigma_{mj}= 5.15\text{MPa} \leq 15.45\text{Mpa}$ vérifiée

Au 28^{ème} jour : les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28}= 35\text{MPa}$.

$\sigma_{mj}= 10.3\text{MPa} \leq 35\text{Mpa}$ vérifiée

V II.12.2.ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION :

(EQUILIBRE GLOBALE) :

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumise d'un côté aux forces de précontrainte P_j et de l'autre aux contraintes $\sigma(P_j)$ et $\tau(P_j)$. Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées. [9]

VII.12.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement maximale est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max|\tau_x + \tau| \leq 1.5f_{tj}$$

Cette vérification est bien vérifiée au 7eme jour, et le détail de calcul est faite en annexe05 partie 06

VII.13.ÉTUDE DE LA ZONE D'APPUI :

Cette zone est soumise à des forces concentrées due aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte. [9]

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

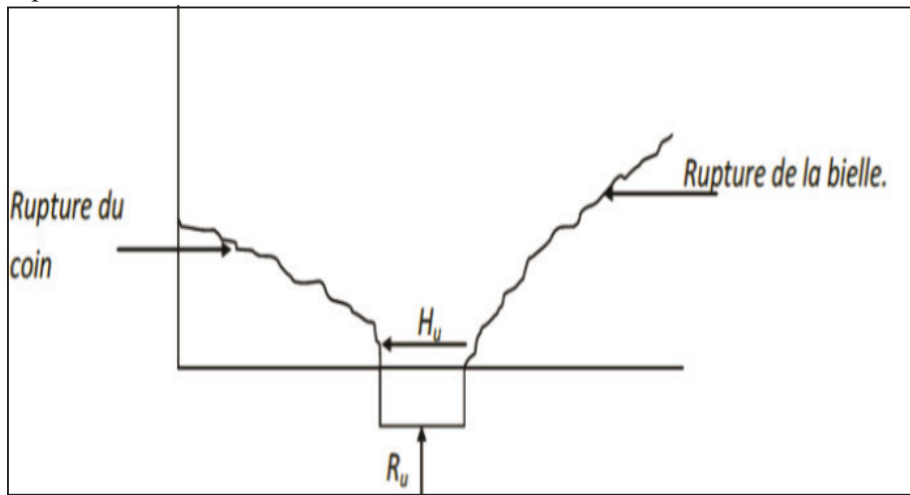


Figure VII. 10. Schéma de la zone d'appui

VII.13.1. EQUILIBRE E LA BIELLE D'ABOUT :

L'appui transmet au béton une réaction verticale Ru et une réaction horizontale Hu. Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont : $\sum Pi \sin \alpha_i$; $\sum Pi \cos \alpha_i$

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépassé l'angle d'application β_u donnée par la formule.

$$R_u = 1.35V_g + 1.6(V_{Bc} + V_{st}) = 1.12 \text{ MN}$$

$$H_u = 10\% V_g = 0.018 \text{ MN}$$

$$P(\text{ibar}) = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2(\sigma P_o - \Delta \sigma T) \times A_p}{1.15} = 2.83 \text{ MN} \\ f_{prg} \times A_p = 2.14 \text{ MN} \end{array} \right. \quad P(\text{ibar}) = 2.14 \text{ MN}$$

$$\beta_u = 25.09^\circ \quad \text{On pose } \beta_u = 30^\circ$$

Recherche du niveau r :

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \cot \beta_u$$

$$1.81MN \geq 0.58MN$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1 et la fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau dr.

Vérification des armatures transversale :

Dans cette partie on vérifie si les armatures transversale qui vérifient l'effort tranchant sont suffisantes pour reprendre les efforts à l'appui ou pas :

Si $Z_r \geq Z$ la section d'acier est suffisante.

Si $Z_r \leq Z$ la section d'acier n'est pas suffisante est majorée par les coefficients Z / Z_r à partir sur la longueur $Z_r \cot \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui. [9]

$$d_r = h - y_{\text{cable}} = 0.95\text{m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 0.8\text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1\text{m}$$

D'où $Z_r \leq Z$ la section déjà calculée pour l'effort tranchant doit être majorée par Z / Z_r placée sur la longueur $Z_r \cot \beta_u$ à partir de l'appui $A'_t = \frac{Z}{Z_r} \cdot A_t = 2.83\text{cm}^2$

Soit : 2HA14 ($A'_t = 3.08\text{cm}^2$).

VII.14. CONCLUSION :

La maîtrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.



CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA DALLE

VIII .ETUDE DE LA DALLE :

VIII.1. INTRODUCTION :

La dalle d'un pont a poutre (appelé souvent « hourdis ») est un élément qui travail en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, l'étude de la dalle du pont consiste en le calcul de moment de flexion, flexion locale et flexion globale, en chaque point de la dalle pour déterminer le ferrailage nécessaire.

VIII.2. ETUDE DE LA FLEXION :

La dalle présente une largeur de 19 m et une épaisseur de 25cm, et s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de 1.63 m.

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : **flexion locale** et **flexion générale**.

Flexion locale : est la flexion due au moment fléchissant transversale suivant la direction yy' , en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres et on prend 1mètre linéaire dans le sens longitudinal.

Flexion générale : on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinale suivant la direction xx' .

VIII.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Le résultat des sollicitations dues à la flexion locale ($M_{YY'}$), déterminer à partir logiciel robot.

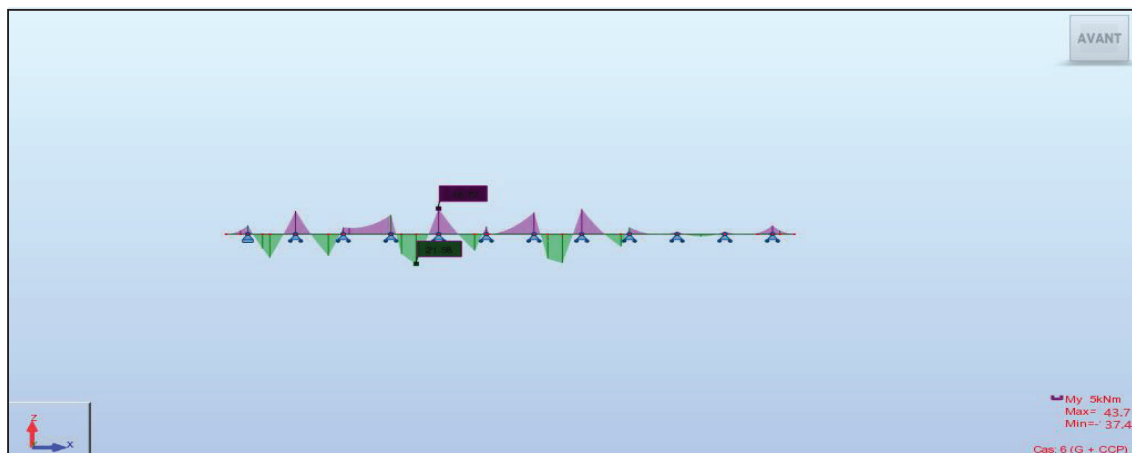


Figure. VIII. 1.Le diagramme de MY maximale dans le sens transversal.

Donc les moments max à l'ELS sont :

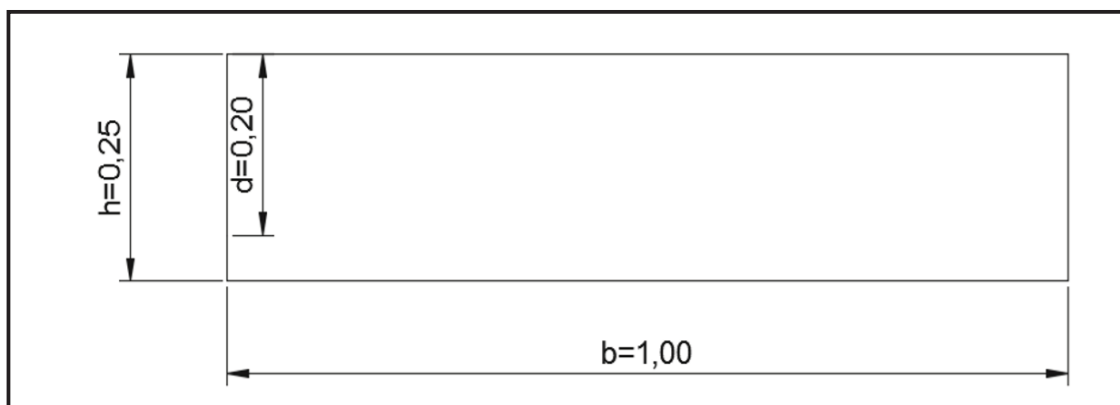
Fibre supérieure : $M_{ELS} = 37.44 \text{KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 43.7 \text{KN.m}$

VIII.3.1. FLEXION LOCALE:

VIII.3.1.1. FERRAILLAGE :

Le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.25m de hauteur.



Figures VIII. 2 Section d'étude du ferrillage de la dalle

D'où pour le dimensionnement on suit les étapes suivantes [13]:

$$\text{Si } M_{ser} \leq \bar{M}_1$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\text{Avec : } \bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x z \quad \text{et} \quad z = d - \frac{x}{3} \quad x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj}) = \max(200 ; 228.63) = 228.63 \text{ Mpa.}$$

Une fois la section A_s est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale normalisé.

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d$$

Les résultats du calcul de la section d'acier et la vérification de la dernière condition sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

	ELS	
	Sur appuis	En travée
M _{ser} (MN.m)	0.03744	0.04370
X	0.138	0.138
Z	0.154	0.154
\bar{M}_1 (MN.m)	0.223	0.223
A _s (cm ²)	10.63	12.41
A _{min} (cm ²)	3.1	3.1

VIII.3.1.2. DISPOSITION CONSTRUCTIVE :

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre :

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 25 \text{ mm} [15]$$

VIII.3.1.3. ESPACEMENT DES ARMATURES :

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :

Dans le sens xx' : $St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Dans le sens yy' : $St \leq \min (2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

VIII.3.1.4. CHOIX LES ACIERS TRANSVERSALE :

Tableau VIII. 2. Choix des armatures transversales

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	12.41	HA16 tous les 15 cm (AS = 14.07cm ²)
Nappe supérieure	10.63	HA14 tous les 15cm (AS = 10.78cm ²)

VIII.3.1.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL:

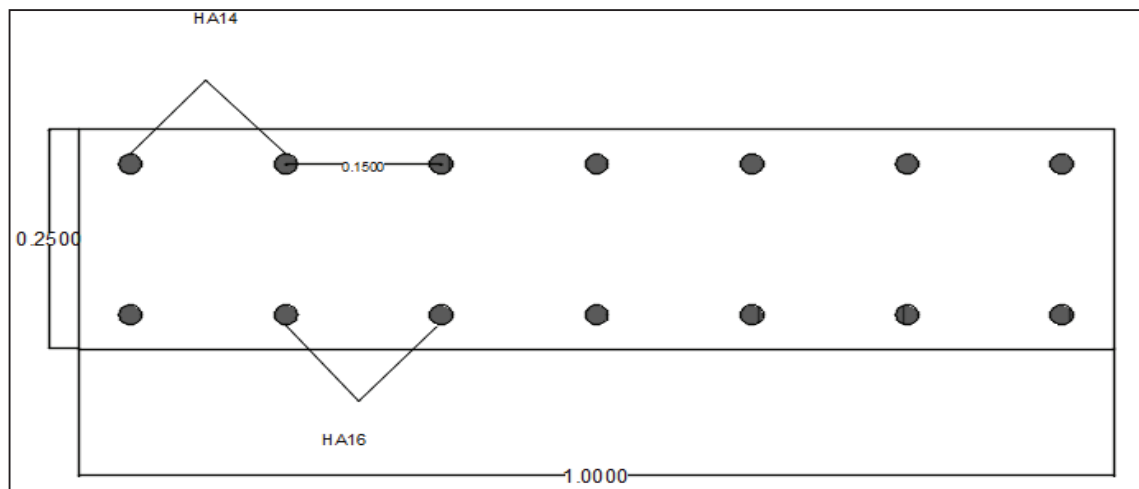


Figure VIII. 3. Schéma de ferrailage transversale de la dalle.

NB : on prend les chaise de $\phi = 20 \dots$

VIII.3.2. FLEXION GLOBALE :

VIII.3.2.1. FERRAILLAGE :

Vue que la dalle s'appuie sur les poutres en béton précontrainte, qui vas prendre la totalité de la charge alors la section d'acier longitudinale égale le tiers des sections d'aciers dans le sens transversal.

$$A_{S \text{ long}} = \frac{A_{str}}{3}$$

Le ferrailage sur appui : $A_{STR} = 3.54 \text{ cm}^2$

Le ferrailage a mi travée : $A_{STR} = 4.14 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.2. CHOIX LES ACIERS LONGITUDINALE :

Tableau VIII. 3. Choix des armatures longitudinales.

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	4.14	HA12 tous les 30 cm ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)
Nappe supérieure	3.54	HA12 tous les 30 cm ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

VIII.3.2.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

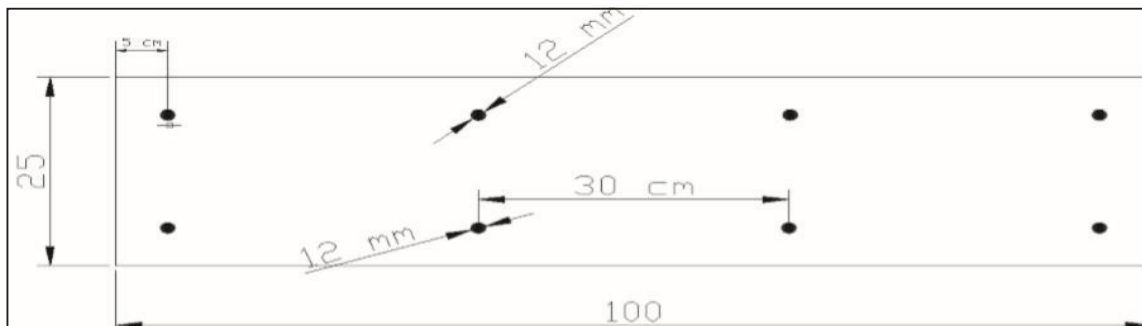


Figure VIII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.

VIII.4. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT :

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures Transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq (0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b \text{ Avec :}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P.

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.

h : Epaisseur de la dalle égale 25cm.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à $2(a+b)$.

$$Q_u = 1.6 P$$

P : charge de la roue (Bc, Bt, Br).

$h_0 = 0.25 \text{ m}$; h_1 (épaisseur de revêtement) = 0.08m. $\xi = 0.75$ pour des revêtements moins résistants.

$$U_c = 2(a+b) \text{ tel que : } \begin{aligned} a &= a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ b &= b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{aligned}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 35 \text{ MPA.}$$

• **Convoi Bc :**

Roue de 60KN : $a_0 = b_0 = 0,25 \text{ m}$; $a = b = 0,62$

Roue de 30 KN : $a_0 = b_0 = 0,2 \text{ m}$; $a = b = 0,57$

- **Convoi Bt :**
Roue de 80KN : $a_0=0,6m$ $a=0,97$; $b_0=0,25m$; $b=0,62$
- **Convoi Br :**
Roue de 100 KN : $a_0=0,3m$ $a=0,67$; $b_0=0,6m$; $b=0,97$

Tableau VIII. 4. Vérification de non poinçonnement

Surcharge	P(KN)	Qu(MN)	Uc (Cm)	$0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$
Bc	60	0.096	2.48	0.65
	30	0.048	2.28	0.60
Bt	80	0.128	3.18	0.84
Br	100	0.160	3.28	0.86

VIII.5. CONCLUSION :

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.



CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

IX. ETUDE SISMIQUE :

IX.1. INTRODUCTION :

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être dimensionnant dans certain cas lorsque l'ouvrage est situé dans la **Zone III** (sismicité élevée), d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique.

Le comportement sismique présente une complexité très large qu'on ne peut l'étudier qu'avec des hypothèses qui permettent de construire le modèle le plus représentant de la réalité et en même temps qui permet d'estimer la réponse d'un ouvrage d'art lors d'un séisme, Dans ce travail, on adopte le principe de l'analyse monomodale spectrale.

IX.2. CARACTERISTIQUES :

Tableau IX. 1. Caractéristiques sismologiques du site

Classification sismique	Zone III A = 0.30 (voir chapitre I).
Groupe du pont	Ouvrages de grande importance.
Site	site de construction présente un terrain plat et accessible.

IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères Suivants [10]:

➤ **Critère n°1 : Masses modales :**

« La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Cette condition est vérifiée si

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

➤ **Critère n°2 : Angle de biais :**

L'ouvrage étudié est par hypothèse droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

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

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas de vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

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

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal "

Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage bien géométriquement que mécaniquement.

IX.4. SEISME LONGITUDINAL :

IX.4.1. DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

IX.4.2. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :

Note : les appareils d'appuis ont été dimensionnés au préalable, mais on présentera leur dimensionnement dans un chapitre ultérieur une fois l'étude sismique sera établis pour pouvoir vérifie leur comportement vis à vis l'effort sismique.

Raideur de la culée (K culée) :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appareil d'appui}}}$$

$$K_{culée} = \infty \text{ alors } K_c = K_{appareil d'appui} = n \frac{G.a.b}{e}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis élément porteur (5 sur culée).

G : module de cisaillement de l'appareil G= 1.2 MPa en condition sismique.

a,b : les dimensions en plan de l'appareil 0,30x0,4.

T : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil T= 0.050 m.

$$K_c = 14.4 \text{ MN /m}$$

- **Raideur de la pile (K_{PILE}) :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts et celle des appareils d'appui

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{voile}} + \frac{1}{K_{appareil pile}}}$$

$$K_{appareil} = n \cdot \frac{G.a.b}{T} \text{ (10 appareil sur pile)}$$

$$K_{appareil} = 28.80 \text{ MN/m.}$$

$$K_{pile} = 25.2 \text{ MN/m.}$$

- **Rigidité du système (K_{sys}) :**

$$K_{sys} = 2 K_c + K_p$$

$$K_{sys} = 54 \text{ MN/m}$$

IX.4.3. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{sys}}{K_{sys}}} = 2s$$

IX.4.4. SPECTRE DE REPOSE ELASTIQUE :

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

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(3 \frac{T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$).

S=1.1 ; A= 0.3

Sae (T, ξ)= 8.1m/s²

IX.4.5. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE :

Flongitudinal = M.Sa(T) = 44968.53KN

IX.4.6. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES :

Flongi = $\frac{K_i}{K_{sys}}$. Flong totale

Flong culée = $\frac{K_{culée}}{K_{sys}}$. Flong totale = 11991.6 KN

Flong pile = $\frac{K_{pile}}{K_{sys}}$. Flong totale = 20985.3 KN

IX.4.7. EVALUATION DES DEPLACEMENTS :

Déplacement du tablier par rapport au sol :

dtablier long = $\frac{T^2}{4.\pi^2}$ Sae(T) = 0.82m

IX.5. SEISME TRANSVERSAL :

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approche ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement notamment la méthode de tablier rigide, la méthode du tablier flexible, la méthode de la pile indépendante et d'autre méthode de linaires et non linaires. Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante vu la géométrie régulière de l'ouvrage [17].

IX.5.1. METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE :

« L'action sismique dans le sens transversal des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes » La faisabilité de cette méthode est conditionnée par le critère suivant :

$$0,90 < T_i/T_{i+1} < 1,10$$

Ou T_i : est la période de la ième pile

Les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique : $F_i = M_j Sa(T)$

IX.5.2. DISTRIBUTION DES MASSES ET CALCUL DES RIGIDITES :

- Le déplacement est supposé bloquer sur les culées donc la masse pour les deux travées est divisée en deux tronçons dont la moitié est liée à la culée et l'autre à la pile.
- La rigidité de la culée dans le sens transversale est identique que celle calculée dans le sens longitudinale (même d'appareil d'appuis), mais pour la pile on n'a pas même rigidité (la rigidité longitudinale est faible par rapport la rigidité transversale).

$$K_c = K_{\text{appareil d'appuis}} = 28.80 \text{ MN/m}$$

IX .5.3. VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION :

$$T_1 = T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.99 \text{ (condition vérifiée).}$$

IX .5.4.EVALUATION DES EFFORTS :

$$\text{Pour la pile : } S_{ae}(T, \xi) = 2.5 \eta A_g S\left(\frac{T^2}{T}\right) = 4 \text{ m/s}^2$$

$$M(\text{chevêtre+un voile}) = 601\,005.99 \text{ kg} \implies F = S_{ae} \cdot M = 2404.024 \text{ KN}$$

$$\text{Pour la culée 1 et 2 : } S_{ae}(T, \xi) = 4.43 \text{ m/s}^2$$

$$M_{\text{culée}} = 518\,494.12 \text{ kg} \implies F = 2333.23 \text{ KN}$$

IX.6. SEISME VERTICAL :

Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R_i peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet ($a = 5.25$).

b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage ($b_{\text{culée}} = 0.31$ et $b_{\text{pile}} = 0.89$).

μ : masse linéique du tablier (18483.90 kg/ml)

L : longueur travée (33.40 m).

NB : les valeurs a et b sont tirées à partir des tableaux normalisés.

$$R_{\text{culée}} = 1002.32 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{pile}} = 2877.60 \text{ KN.}$$

IX.7.L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique:

$$E_1 = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$$

$$E_2 = 0.3 E_x + E_y + 0.3 E_z$$

$$E_3 = 0.3 E_x + 0.3 E_y + E_z$$

Avec : E_x, E_y, E_z Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Tableau IX.2. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.

Appui	Ex(KN)	Ey(KN)	Ez(KN)	E1	E2	E₃
Culée 01	11991.6	2333.23	1002.32	12992.27	6231.41	5299.77
Pile	20985.3	2404.024	2877.60	22569.79	9562.89	9894.40
Culée 02	11991.6	2333.23	1002.32	12995.27	6231.41	5299.77

IX.8. CONCLUSION

Les résultats de l'étude sismique ont une grande importance dans le dimensionnement des appareils d'appuis et la vérification de leurs stabilités, en plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.



CHAPITRE X : EQUIPEMENTS DU TABLIER

X : EQUIPEMENTS DU TABLIER

X.1. INTRODUCTION :

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

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

X.2. APPAREIL D'APPUI :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre. Parmi plusieurs types existants on choisit des appareils d'appui en élastomère fretté. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation.



Figure X.1. appareil d'appui en élastomère fretté

X.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI :

L'appareil d'appui est dimensionné de sorte que sa section vérifie la condition de non-cheminement et de résister aussi à l'écrasement. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

X.2.1.1. AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI :

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

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage (on considère que $a < b$) ;

σ_{\max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{\max} ;

N_{\max} : réaction d'appui à ELU.

On prend $(a \times b) \approx (300 \times 400) \text{ mm}^2$

X.2.1.2. HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE:

L'épaisseur de l'appareil d'appui **T** est conditionnée par la condition de non flambement, avec **a** est le plus grand coté :

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

Application numérique :

$$30,00 \leq T \leq 80,00\text{mm}$$

On prend $T = 70\text{mm}$

X.2.1.3.DIMENSIONNEMENT DES FRETTES:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{ou } \sigma_e = 235\text{kg/mm}^2 \text{ pour acier 24 - 1} \\ \tau_s \geq 2\text{mm} \end{array} \right.$$

$$- \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$- \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} ; G = 0.90\text{MPa}$$

Application numérique :

$$- \beta = 9.52 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \tau > \frac{350}{9.52} \times \frac{12.03}{235} = 1.88\text{mm}$$

$$\tau > 2\text{mm}$$

On prend $\tau_s = 3\text{mm}$

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

Appareil d'appui en élastomère frette $400 \times 300 \times 5 \times (10 + 3)$

X.2.2. VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI

X.2.2.1.RESISTANCE A LA COMPRESSION :

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20\text{MPa} \text{ avec : } \sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

N : réaction d'appui à ELU.

Application numérique :

$$\sigma_m = 12.03 \leq 20\text{MPa} \quad \text{OK.}$$

X.2.2.2.SECURITE AU FLAMBEMENT :

On doit vérifier : $\gamma_s p_u \leq p_c$

$\gamma_s = 3$: coefficient de sécurité.

p_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU (1.863MN)

p_c : La charge critique de flambement s'obtient par la formule :

$$p_c = 4.G.B.S^2.d/h$$

B : l'aire nominale de l'appui ($B=a \times b$) ;

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : hauteur total de l'appareil d'appui ;

G : module de cisaillement ;

$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$; le facteur de forme avec t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

$$S = 7.14$$

$$d = 0.02m$$

$$h = 0.07m$$

$$B = 0.12m^2$$

$$p_c = 6.29MN$$

$$5.58MN \leq 6.29MN \quad \text{OK..}$$

X.2.2.3.LIMITATION DE LA DISTORSION :

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

Pour $p_u / p_c \leq 0.25$; $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$

$\delta_0 = c/h_c$; borné par ($0.7 \leq \delta_0 \leq 2$)

c : diamètre pour un appui circulaire, petit coté pour un appui rectangulaire.

h_c : épaisseur total d'élastomère.

Pour $p \geq 0.25$: $\delta \leq 1.4 (1 - 2P)$ ne vérifié pas

Alors on place dispositif de no distorsion

X.3.JOINT DE CHAUSSEE :

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier .Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variation dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variation de température, aux rotation sur appui du fait de la flexion du tablier , aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

X.3.1.CHOIX DU TYPE DE JOINT :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basé sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue [19] :

- 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 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules

En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- Confort et esthétique : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibration.
- Résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant et bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- Etanche : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- Fiable : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité a long terme.

Le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante : [10]

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) ($W_D = 12.7\text{mm}$)

W_T : Souffle thermique ($W_T = 3.8\text{ mm}$)

W_S : Souffle sismique. ($W_S = 49\text{ mm}$)

$W = W_D + 0.4W_T + 1/3 W_S = 30.5\text{mm}$

X.3.2. TYPE DE JOINT :

Le type de joint de chaussée choisi, selon le souffle total calculé précédemment, est un joint GTA 30/50 Ce modèle de joint est de la famille des joints à hiatus comportant des lèvres, ou arêtes, en alliage d'aluminium ; celles-ci maintiennent un profilé en caoutchouc extrudé dont la fonction est d'assurer l'étanchéité à l'eau et aux matériaux. Il peut équiper les ouvrages supportant tout type de trafic. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint [19]

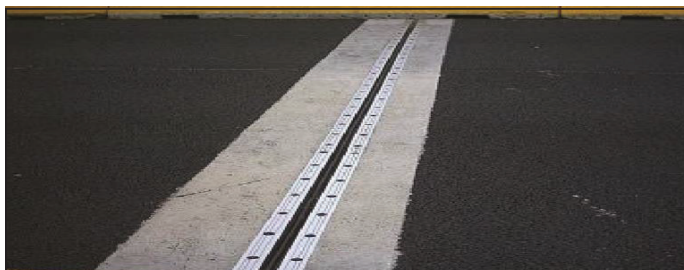


Figure X.2. Joint de chaussée GTA 30/50

X.4.L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT :

Sur un tablier de pont l'évacuation des eaux nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux est assuré par la

pende Transversale et longitudinale elles sont ensuite évacuées l'intermédiaire des gargouilles de diamètre de 30 cm Implantées au niveau des appuis.

X.5.LES CORNICHES :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous.

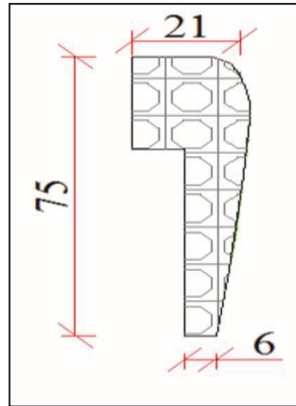


Figure X.3. Dimension de la corniche préfabriquée

X.6. LES DISPOSITIONS RETENUES :

- Les garde-corps : sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.
- Les glissières de sécurité : Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues es véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

X.7.CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.



CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

XI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

On va étudier dans ce chapitre les appuis et les fondations de notre ouvrage.

XI.2. ETUDE DE LA PILE :

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent...) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

XI.2.1. Les dimensions de la pile :

a) Le chevêtre :

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

- Longueur $L = 19\text{m}$
- Largeur $l = 2\text{m}$
- Hauteur $H = 1.2\text{m}$

b) Les fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant, la pile étudié contient 3fut de dimensions géométriques suivantes :

- Un diamètre fixe à $1,20\text{m}$.
- Entre axe de 3.6m .

c) Semelles :

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 2m .
- Largeur : 5.6m .
- Longueur : 20m .
- Béton de propreté : $0,10\text{m}$.

XI.2.2. Evaluation des efforts :

Les travées étant continues, les réactions dues aux charges et surcharges seront calculées à l'aide du logiciel ROBOT 2018 au niveau de la pile la plus sollicitée.

Les réactions sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI.1.les réactions.

Charge/Surcharge	G	A(l)	St	Bc	Mc120	D240
R_{MAX} (KN)	15891.52	1045.08	489.52	4620.76	2379.5	4414.64

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau XI.2.réaction dues aux combinaisons.

Réaction due au poids propre (KN)	G	15891.52
Réaction due aux surcharges (KN)	A(l)	1045.08
	St	489.52
	Bc	4620.76
ELU (KN)	D240	4414.64
	1.35G+1.6 (A(l) +St)	23908.22
ELS (KN)	1.35 (G+D240)	27691.58
	1.35G+1.6 (Bc+St)	29300.21
	G+1.2 (A(l)+St)	17733.04
	G+D240	20512.28
	G+1.2 (Bc+St)	21776.51

✓ **Conclusion :**

- A l'ELU La réaction la plus défavorable est $R_{max} = 29300.21$ KN
- À ELS La réaction la plus défavorable est $R_{max} = 21776.51$ KN

XI.2.3. Etude et ferrailage de la pile :

XI.2.3.1. Le chevêtre :

- Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion :

• **Evaluation des efforts :**

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel ROBOT 2018. Le chevêtre est modélisé comme une poutre continue simplement appuyé sur les fûts. Les diagrammes du moment et de l'effort tranchant sont montrés dans les captures d'écran Dans annexe 5 partie 2.

Le moment max sollicitant le chevêtre :

• **A l'ELS :**

Mtravée = 2064.60 KN.m

Mappuis = 3715.18KN.m

• **A l'ELU :**

Mtravée = 2664.70 KN.m

Mappuis = 4778.92 KN.m

L'effort tranchant max sollicitant le chevêtre :

• **A l'ELS :**

Tmax = 5255.90 KN

• **A l'ELU :**

Tmax= 4748.12 KN

✚ **Armature longitudinale :**

Le ferrailage du chevêtre sera calculé en flexion simple à l'ELU sur section (b=2.1m h=1.2m).

a) La nappe supérieure (sur appuis) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$$-f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$-\theta = 1$$

$$-\gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$M_u = 4.779 \text{ MN.m}$$

$$b = 2.1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 1.08 \text{ m}$$

$$\mu = 0.12$$

-Calcul de μ_r (moment réduit résistant).

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$-f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$-\gamma_s = 1.15$$

$$-E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}}$$

$$\alpha_r = 0.668$$

$$\mu_r = 0.8 \alpha_r \cdot (1 - 0.4 \alpha_r)$$

$$\mu_r = 0.39$$

$$\boxed{\mu < \mu_r}$$

- Section sans armature comprimée :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$\alpha = 0.16$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 1.01$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{es} \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 135.96 \text{ cm}^2$$

-On prend **17HA32** $A_s = 136.7 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq 28.95 \text{ cm}^2$$

Alors $28.95 < 136.70$ (la condition est **vérifiée**).

b) La nappe inférieure (Travée) :

De la même manière on trouve :

$$M_u = 2.664 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.071$$

$$\mu_r = 0.39$$

$$\boxed{\mu < \mu_r}$$

-Section sans armature comprimée :

$$\alpha = 0.092$$

$$Z = 1.04 \text{ m}$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{es} \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 73.49 \text{ cm}^2$$

On prend **15HA25** $A_s = 73.63 \text{ cm}^2$

Alors $28.95 < 73.63 \text{ cm}^2$ (la condition de non fragilité est **vérifiée**)

✚ Armature transversale :

$$T_u = 4,748 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.7 \text{ MPa}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Les armatures transversales sont droites

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28K})}{0.9f_e} b$$

$$A_t \geq 8.57 \text{ cm}^2$$

On prend 2 cadres+4 étriers HA12 $A_t = 9.05 \text{ cm}^2$

- Armature de peau : On préconise des armatures de peau afin de limiter les fissurations au niveau des parois latérales du chevêtre.

XI.2.3.2. Calcul du fût :

La pile est composée de Cinq fûts de forme cylindrique de 1,2 mètre de diamètre... Leur rôle est de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges provenant du tablier, Ces derniers engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

❖ **Évaluation des charges :**

Charges verticales :

Poids de 5 fût : $P_{5Futs} = 5 \times \frac{\pi D^2}{4} \times h \times 27$

N°Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur de pile (m)	10.2	10.1	10	9.92	9.83
Hauteur du fût (m)	7	6.90	6.80	6.72	6.63
Poids de fût(KN)	213.65	210.59	207.54	205.1	202.35

$P_t = 1039.23 \text{ KN}$

Charge due au poids du tablier : 12891.52 KN

Charge due au poids du chevêtre : $P_{Chevêtre} = 1.2 \times 2.1 \times 19 \times 27 = 1292.76 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation : RD240 = 4414.20 KN

BC = 4620.76 KN

Réaction verticale due aux charges permanentes : $R_{max} = 15223.51 \text{ KN}$

Charges horizontales :

Freinage de Bc : $H_{Bc} = \frac{\square\square}{\Sigma\square\square} H_{Bc} = 150 \text{ KN}$

	Charge verticale Fv (KN)/fut	Charge horizontale Fh(KN)/fut	Moment max longitudinal(KN.m)
Poids propre	3044.70	/	/
D240	882.92	/	/
BC	924.15	/	/
Freinage Bc	/	150	1530

• **Combinaison des efforts :**

Etat limite	Effort vertical (KN)	Moment longitudinal
ELS	3968.85	1530
ELU	5357.95	2065.5

❖ **Ferraillage du fût :**

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .on déterminera le ferraillage du fût le plus sollicité (fut du milieu) à l'ELU.

On prendra pour le ferraillage:

- $N_U = 5357.95 \text{ KN}$

- $M_U = 2065.5 \text{ KN.m}$

Selon l'abaque de René WALTHER on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Avec :

- h: l'enrobage.
- D : diamètre du fut.

$$\frac{Nr}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta \omega} = \frac{5.358}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.175$$

$$\frac{Mr}{\pi \times R^2 \times D \times \beta \omega} = \frac{2.065}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.056$$

D'après l'abaque de WALTHER (n°154), on obtient la valeur du degré mécanique des armatures $\omega = 0.20$.

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta \omega} = 0.20$$

Pour : $\sigma_f = 400 \text{MPa}$ on aura $\omega = 0.17$

$$F_a = \frac{0.17 \times \pi \times 0.6^2 \times 27}{400} = 0.013$$

$$F_a = A_s = 130 \text{cm}^2$$

On prend 17HA32 $A_s = 136.68 \text{cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

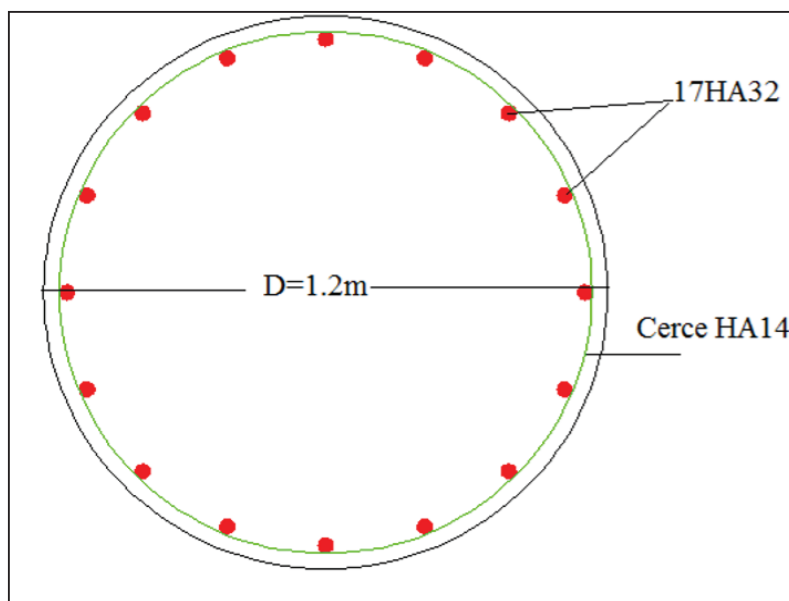


Figure XI.1. Schéma de ferrailage du fût

- **Vérification de flambement du fût :**

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

$$- l_f = 0.7l_0 = 4.9 \text{m}$$

$$- i = \sqrt{\frac{I-D}{B^4}} = 0.3m$$

$$\lambda = 16.33$$

$\lambda < 50$ (donc pas de risque de flambement).

XI.2.3.3. La semelle :

a) Evaluation des charges :

Tableau XI.3.évaluation des charges

	Charge verticale F _v (KN) /fut	Charge horizontale F _h (KN) /fut	Moment max longitudinal (KN.m)
Poids propre du tablier	12891.52	/	/
Poids propre du chevêtre	1292.76	/	/
Poids propre des futs	1039.23	/	/
Poids propre de la semelle	6048	/	/
A(l) + St	1534.6	/	/
D240	4414.64	/	/
Bc	4620.76	/	/
Freinage Bc	/	150	1530

• Combinaisons de charge :

Etat limite	Effort vertical (KN)	Moment longitudinal (KN.m)
ELS	25891.51	1530
ELU	34953.54	2065.5

b) Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{N_{max}}{Q_{pieu}} = 11.75$$

$$n = 12 \text{ pieux}$$

Avec :

- N_{max} : effort vertical à l'ELU
- Q_{pieu} : capacité portante d'un pieu au niveau de la pile 2 (étude géotechnique)(2972.372KN)
- Longueur pieu (m) = 16m

c) Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

Celle-ci consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles sémitique fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituent le tirant équilibrant la poussée de la ferme.

➤ **Armatures transversales inférieures :**

Selon le DTR (BC-2.33.2) les conditions à vérifier sont :

$$-45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

$$-0.5 \left(L - \frac{b}{2}\right) \leq d \leq 0.7 \left(L - \frac{b}{2}\right)$$

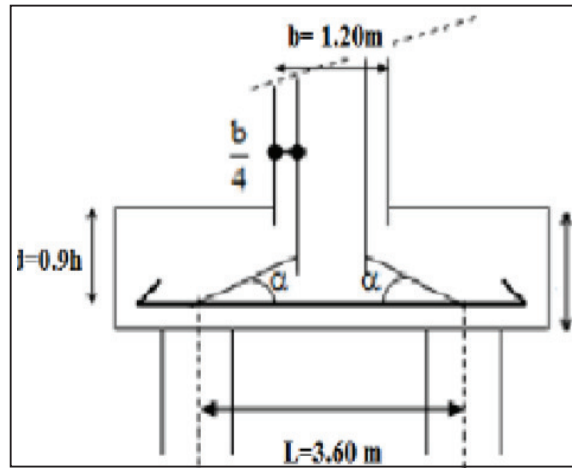


Figure XI.2. Schéma d'Armature transversale

$$d = 0.9h = 1.8$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\left(\frac{L-b}{2}\right)} = \frac{1.8}{1.8-0.3} = 1.2$$

$$-45^\circ \leq \alpha = 50.19^\circ \leq 55^\circ \quad \text{Les conditions sont vérifiées}$$

$$-1.5 \leq d = 1.8 \leq 2.1$$

$$A = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{h} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_c = 266.68 \text{ MPa}$$

$$A = 98.30 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA32 pour $A = 96.48 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, auront pour largeur (L) telle que :

$$- L = h + \varphi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

Nous placerons entre ces bandes des armatures de répartition telles que :

$$A'_{inf} = \frac{1}{3} A = 31.07 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA25 pour $A'_{inf} = 34.36 \text{ cm}^2$

St= 11.3 cm

➤ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux de la fondation.

$$A_{inf}^{long} = \frac{1}{3} A_{inf}^{trans} = 30.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St= 14cm

➤ **Armatures de construction:**

- **Armatures transversales supérieure:**

$$A_{supr}^{trans} = \frac{A_{inf}^{trans}}{10} = 9.32 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA12 pour $A_{supr}^{trans} = 10.18 \text{ cm}^2$

St=39cm

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{inf}^{long} = \frac{1}{3} A_{inf}^{trans} = 31.07 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA25 pour $A_{inf}^{long} = 34.36 \text{ cm}^2$

St= 52cm

Armatures latérales :

$$A_{sup}^{lat} = \frac{A_{inf}^{trans}}{10} = 9.32 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA12 pour $A_{sup}^{lat} = 10.18 \text{ cm}^2$

St=39cm

XI.3. ETUDE DE LA CULEE :

La culée représente l'appui d'extrémité du pont, elle est constituée de plusieurs éléments dont le but est d'assurer l'accès à l'ouvrage en respectant l'exigence de sécurité (transmission des efforts, stabilité) et de service (limitation de déplacement horizontaux en tête).

XI.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

XI.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau XI.4 - Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 2,34 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max(0,30 \text{ m}, h/8) = 0.3 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{\text{m}} \text{ en retour} = 16.9 \text{ m}$
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	$e_{\text{mc}} = 0,20 \text{ cm}$ $h_{\text{mc}} = 1,5 \text{ m}$ $l_{\text{mc}} = 1,4 \text{ m}$
Mur de frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf}} = 10,20\text{m}$ $e_{\text{mf}} = 1.6\text{m}$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 17.5\text{m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$h_{\text{mr}} = 10,20 \text{ m}$ $e_{\text{mr}} = 0,7 \text{ m}$ $l_{\text{mr}} = 5,60 \text{ m}$
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$B_{\text{ca}} = 0,8 \text{ m}$ $b_{\text{ca}} = 0,5 \text{ m}$ $e_{\text{ca}} = 0,4 \text{ m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6hr)]$ $l_{\text{dt}} = 4,25 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0,35 \text{ m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$L = 13.50\text{m}$ $e = 1.5\text{m}$

IX.3.3. Evaluation des efforts dus aux poussées

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

➤ Calcul du coefficient de poussée k_{ad}

- H : est la hauteur du mur ;

- γ : est le poids des terres ;

- $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

- $\beta = 0^\circ$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\theta \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \sin\beta}} \right]^2}$$

Tableau XI. 05 - Calcul du coefficient de poussée.

Conditions	Notation	kh	kv	θ (°)	kad(rad)
Conditions normales	Cn	0	0	0	0.33
Cas de séisme «horizontal ; 1+kv »	Cas 1	0,3	0.09	15.39	1.464
Cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	Cas 2	0.3	-0.09	18.25	1.484
Cas de séisme «vertical»	Cas 3	0	0	0	0.33

XI.3.4. Etude statique de la culée

Le calcul des efforts dus aux différents éléments sont définies dans l'annexe

Les valeurs défavorables des efforts issues des combinaisons sont résumées dans les tableaux suivants :

A l'ELS :

COMB	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)
G+BC	23161,45	3551,2	-12079,52	19470,51	7390,99	1637,4	1930,1	2186,7

A l'ELU :

COMB	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)
G+BC	31837,39	4727,1	-15819,25	2685,19	10465,94	2289,72	2653,1	3016,52

XI.3.5. Etude sismique de la culée

❖ Evaluation des charges statiques

Tableau XI. 6 - Résultats des efforts dus aux charges statiques

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Total max	22204,34	3832,71	31761,05
Total min	22073,62	3809,26	31590,37

❖ Evaluation des charges Sismiques

Tableau XI. 7 - Résultats des efforts dus aux charges sismiques.

	N (KN)	V (KN)	M _v (KN.m)	M _h (KN.m)
Total	1053,62	3512,06	1168,23	13352,82

❖ Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres

Tableau XI. 8 - Résultats des charges sismiques dues la poussée des terres.

	N₂ (KN)	V₂ (KN)	M_h (KN.m)
Pad Max	0,00	4262,75	8525,51
Pad min	0,00	4451,50	8902,99

❖ **Evaluation des charges Sismiques dues au tablier**

Tableau XI. 9 - Résultats des charges sismiques dues au tablier.

	N_t (KN)	V_t (KN)	M_v(KN.m)	M_H(KN.m)
Séisme Tablier	1690,75	2088,45	0.00	10268,22

On combine les résultats des efforts obtenus dans l'évaluation des charges sismiques avec celles des charges sismiques dues à la poussée des terres.

Tableau XI. 10 - Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques dues à la poussée

	N_c (KN)	V_c (KN)	M_c (KN.m)
CAS1	0.00	7774.81	21878.33
CAS2	0.00	7963.56	22255.81
CAS3	1053.62	0.00	1168.23

Les valeurs des efforts sismiques globales obtenues par la sommations des racines carrées des efforts sismiques de la culées avec ceux du tablier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI. 11 - Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques dues au tablier.

	N(KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS1	0.00	8050.42	24168.11
CAS2	0.00	8232.85	4510.36
CAS3	1992.17	0.00	1168.23

❖ **Combinaison d'action**

L'ELA :

Combinaison	N(KN)	H(KN)	ΔM(KN.m)	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
P max - H + 0,3V	22801,9	-12065,56	7943,41	1624,35	1900,16	2175,97
P min - H - 0,3V	21475,9	-11859,68	6729,55	1555,99	1789,66	2023,32
P max + V - 0,3H	24196,5	-6302,56	25678,84	1124.74	2016.37	2908.00
P min - V - 0,3H	20081.4	-6224.39	23069.04	872.44	1673.45	2474.46

❖ **Vérification**

Vérification du non-poinçonnement et non-arrachement des pieux

- $R_{min} = (N/n) - (M_{yi} / S_{yi}^2)$

- $R_{max} = (N/n) + (M_{yi} / S_{yi}^2)$

A L'ELS :

- $R_{min} = 1529,85 \text{ KN} > 0 \text{ KN}$

- $R_{max} = 2474,46 \text{ KN} < 3695,5 \text{ KN}$

A L'ELU :

- $R_{min} = 2095,85 \text{ KN} > 0 \text{ KN}$

- $R_{max} = 3016,52 \text{ KN} < 6569,6 \text{ KN}$

XI.3.6.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XI.3.6.1.MUR FRONTAL :

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

annexe 5partie 06

On extrait à partir de tableau ci-dessus les efforts pour le calcul de ferrailage :

Tableau XI. 12 - Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (KN/ml)	M _{correspond} (KNm.ml)	M _{max} (KN.m/ml)
Conditions normales	677,33	3307.5	3266.7
Conditions sismique	914.39	4024.2	4037

Le ferrailage vertical : se fait par Expert robot sur une section rectangulaire en flexion composée, la section d'acier maximale entre ces cas de charge sera retenue

$A_s + A_s' = 89.2 \text{ cm}^2$

Choix des aciers : soit 7HA32 ($A_s=56.30\text{cm}^2$) avec un espacement de 15 cm sur le côté intérieur (remblais), et 7HA25 ($A_s=34.36 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm sur la paroi extérieur.

Le ferrailage horizontal : on adopte des armatures minimale ($A_{min}= A_s/3$)

Choix des aciers : 6HA20 ($A_s=18.85\text{cm}^2$) dans la partie intérieur et 6HA16 ($A_s=12.06\text{cm}^2$) dans la partie Extérieure du mur avec un espacement de 18cm.

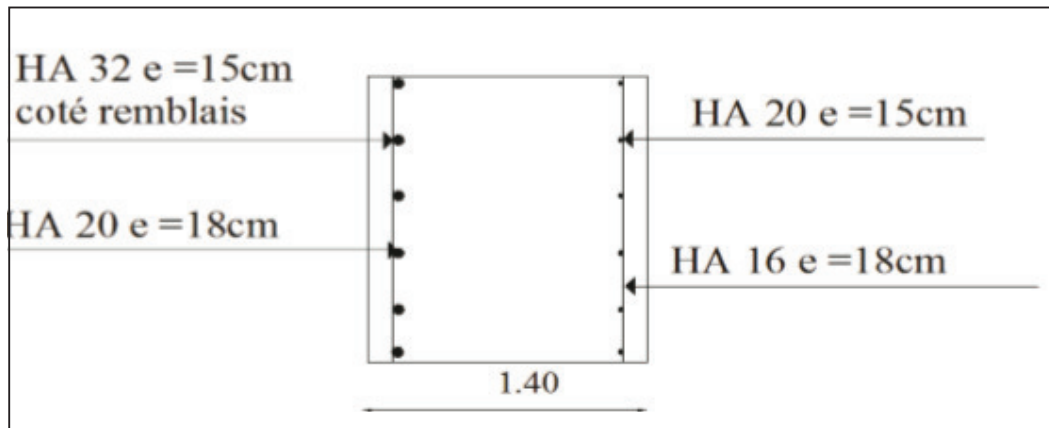


Figure XI. 3. Ferrailage du mur frontal

XI.3.6.2.MUR GARDE GREVE :

Le mur garde grève est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des Efforts de flexion et de cisaillement.

Les forces verticales comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions D'une charge appliqué directement du le mur et de la dalle de transition. Vue que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centrée et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment crée dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

Le garde grève sera calculé comme un voile encastré sur le mur frontal sous les efforts :[16]

- La poussée des terres
- □La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage

XI.3.6.2.1.MOMENT TOTALE A L'ENCASTREMENT :

Le calcul détaillé du moment total est fait en annexe 5 parties 07, les résultats obtenus sont

ELU : $M_u = 140.6t.m$

ELS : $M_{ser} = 105.4t.m$

Le ferrailage vertical : se fait en flexion simple (a ELS) par une bande de 1m linéaire pour une section rectangulaire (1 x 0.3) par le logiciel ROBOT EXPERT.

Choix des aciers : $A_s = 19^2,3 \text{ cm}^2$ soit : 7HA 20 ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm. Sur la partie intérieure (remblai). Pour la partie extérieure, on opte pour un ferrailage de construction ($A_s = A_s/3 = 7.33 \text{ cm}^2$) équivalent à 7HA 12 ($A_s = 7.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

Le ferrailage horizontal : les documents S.E.T.R.A préconise des armatures HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

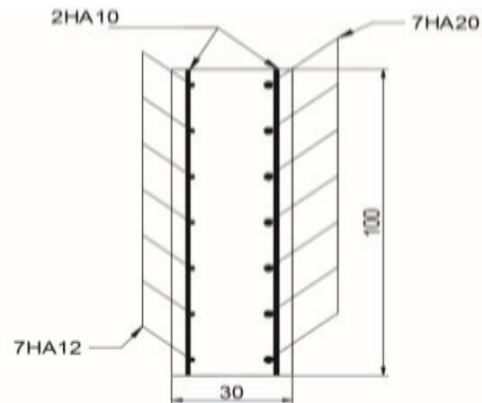


Figure. XI.4. Vue en plan du ferrailage de mur garde grève

XI.3.6.3.CORBEAU :

Le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type HA 10 disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type HA 10 disposé tous les 10cm ; en plus d'un goujon de type HA25 disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

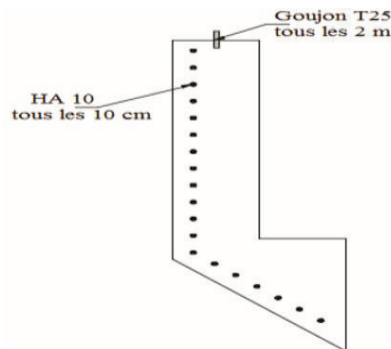


Figure XI. 5. Ferrailage du corbeau

XI.3.6.4.MUR EN RETOUR :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes selon pp73 : [16]

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges)
- Charge concertée vers l'extrémité du mur (charge horizontale de 4t et une charge verticale de 2t)

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Autodesk Robot Structurel Analyse Professionnel 2018.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présenté sur la figure ci-après

$M_{XX} = 793.55 \text{ KN.m}$

$M_{YY} = 279.37 \text{ KN.m}$

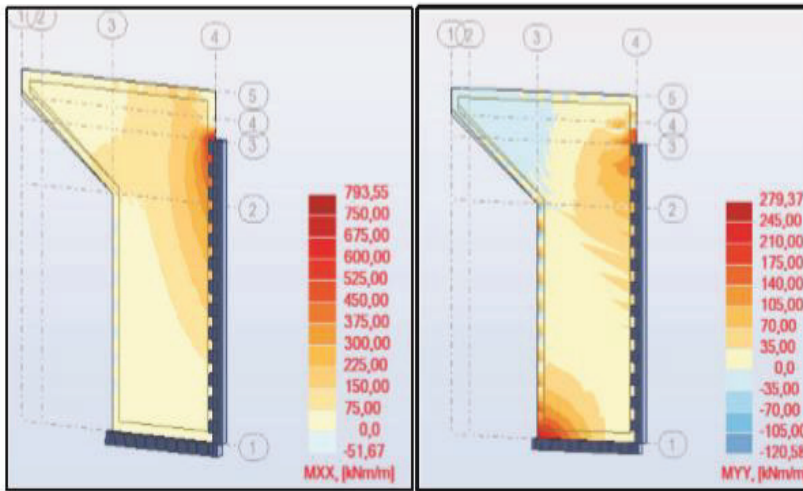


Figure XI.6. Moments sur mur en retour généré par modélisation

Le ferrailage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot en flexion simple à l'ELS sur la section (1x0.8) m²

- Ferrailage horizontal $A_s = 48 \text{ cm}^2$ (7HA32 ; $A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)
- Ferrailage vertical $A_s = 16.10 \text{ cm}^2$ (7HA25 ; $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de répartitions suivantes :

- Ferrailage horizontal $A_s = 18.76 \text{ cm}^2$ (7HA20 ; $A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)
- Ferrailage vertical $A_s = 7,33 \text{ cm}^2$ (7HA16 ; $A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$).

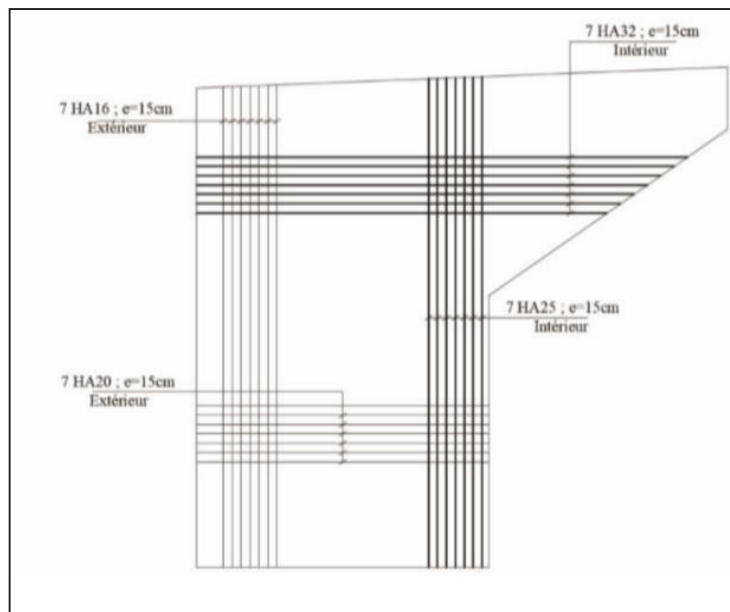


Figure XI.7. Ferrailage du Mur en retour

XI.3.6.5.DALLE DE TRANSITION :

❖ **Evaluation des efforts :**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au dessus de la dalle.

- Remblais : $G_{remblai} = 20 \times 0,78$ ⇒ $G_{remblai} = 15,6 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la dalle : $G_p \text{ dalle} = 25 \times 0,35$ ⇒ $G_p \text{ dalle} = 8,75 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement : $G_{revêtement} = 24 \times 0,08$ ⇒ $G_{revêtement} = 1,92 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation ⇒ $= 10 \text{ KN/m}^2$

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau XI. 13 - Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	M (KN.m)	V(KN)
ELU	$1,35G+1,6Q$	100,93	100,93
ELS	$G+1,2Q$	76,54	76,54

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 11,5 \text{ cm}^2$

On prend 7 HA16/ml ($A_s = 14,07 \text{ cm}^2$) /coté inférieur

-**Armatures longitudinales :** Avec Robot expert : 7barres HA14, espacement = 15 cm

- **Armature de construction :** $A's = A_s/3$; Soit : 7 HA14/ml ($A's = 7,92 \text{ cm}^2$).

XI.3.6.6.FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS CULÉE :

Détermination des aciers d'une semelle isolée :(A×B)

Cas préjudiciable le ferraillage se fait à ELS [13]

Note : Le ferraillage en condition normale (ELS) donne une section d'acier plus grande qu'on condition sismique dans le cas de cette semelle.

❖ **Evaluation des efforts**

$N_{ser} = 28.05 \text{ MN}$

$d \geq \max \left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right]$ Avec (A×B) section de la semelle égale a (1×8) m²

(a×b) la section de mur frontal (1×1.40) m²

$d = 0.9 \times h = 1.35 \text{ m}$ (h : épaisseur de la semelle)

$\bar{\sigma} = \frac{2}{3} f_e$

La section d'aciers pour la Nappe supérieure parallèle a A :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{8 d \bar{\sigma}_{st}} ; A_s \geq 51.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : Soit 7 HA 32 ($A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Les armatures transversale supérieure de construction : $A_s' \approx A_s / 3$

Choix des aciers: $A_s' = 18.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 7HA 25 ($A_s'=34.36 \text{ cm}^2$)

La section d'aciers pour la Nappe inférieure parallèle a B:

$$A_s \geq \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d \bar{\sigma}_{st}} ; A_s \geq 24.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des aciers : soit 7 HA32 ($A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$) tous les 15 cm.

Les armatures longitudinale de la nappe inférieure : joue le rôle de répartition des charges, soit $A_r = A_s/3 = 18.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit HA25 ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

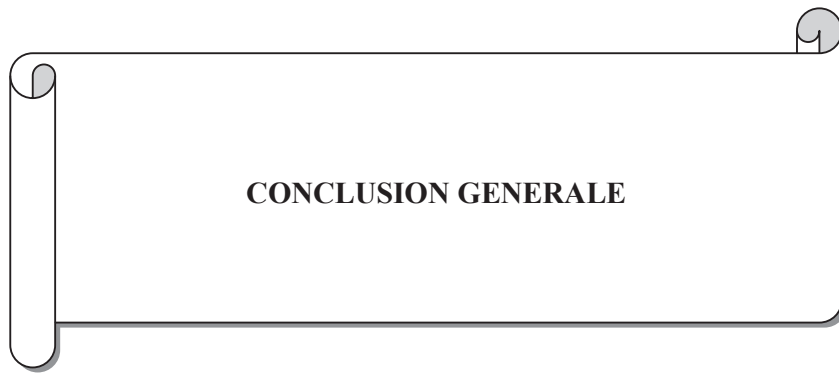
NB : Le ferrailage ci-dessous on les adopte pour les deux coté A et B de la semelle d'épaisseur 1.5 m



Figure XI.8. Ferrailage de la semelle sous culée

XI.4. CONCLUSION :

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Pour notre cas.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

La conception et l'étude d'un pont à poutres multiples et en béton précontraint a été étudié.

Ce projet de Fin d'Etudes m'a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatiques pour la modélisation et l'analyse de cet ouvrage.

Au final ce travail, Cette étude est très enrichissante à tous points de vue, m'a permis d'améliorer et d'approfondir mes connaissances théoriques, et aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine des travaux publics.

On espère que ce modeste travail va contribuer à consolider les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions futures d'avoir un appui documentaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] Anne BERNARD-GÉLY et Jean-Armand CALGARO, Conception des ponts département Edition de l'association Amicale des ingénieurs anciennes de l'école nationale des ponts et chaussées, 1994.
- [2] SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, Guide de conceptions des Ponts dalle, FRANCE, JILLET 1989.
- [3] SETRA service d'étude technique de la route et autoroute, Guide de conception durable : pont à béton armé,
- [5] SETRA service d'étude technique de la route et autoroute, Guide de conception pont à poutre préfabriqué précontrainte par poste tension (VIPP), version février 1996.
- [6] Ministère des travaux publics, document technique règlementaire, Règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR), fait à Alger, le 27 juin 2009.
- [7] ROBERT CHAISSIN (professeur à l'école nationale des ponts et chaussée et au centre des hautes études de la construction), béton précontraint.
- [8] HENRY THONIER, Béton précontrainte à l'état limite BPEL, ENPC, 1985.
- [9] Guide Béton précontraint à l'état limite (BPEL 91).
- [10] Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008.
- [11] REGLE BAEL 91 MODIFIE 99 : Règle Technique De Conception et de calcul des Ouvrages et construction en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites. Eyrolles 2000.
- [12] Service d'étude technique des route et autoroute, appareil d'appui en élastomère frette, 2007.
- [13] Mr : BENREDOUANE Cours de béton armé, Enseignant à ENSTP , ENSTP 2019.
- [14] Mdm : BADAOUÏ Cours de mécanique des sols, Enseignante à ENSTP, ENSTP 2019.
- [16] Service Technique Des Routes Et Des Autoroutes (SETRA). Appuis des tabliers PP73, Calcul Complémentaire Ferrailage Type. 1977.
- [17] Service d'étude technique des routes et autoroute, pont courant en zone sismique PARIS, 20000.
- [18] Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Guidelines for the Séismique Réhabilitation of Buildings", FEMA, Washington.
- [19] intitulé du site web, [http : // www.setra.equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr), joint de chaussée de pont routes GTA B2000/30-50.



ANNEXE 01
RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PARTIE 01 : RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE PAR SONDAGE

CAROTTE :

La lecture de la coupe du sondage carotté SP26 :OA1/01/CW/

Fait ressortir la lithologie suivante :

00.00-01.00m : Terre végétale de couleur sombre.

01.00-02.50m : Argile caillouteuse, de couleur brunâtre, renfermant quelques gravelons carbonatés.

02.50-06.00m : Argile limoneuse, peu caillouteuse, de couleur grise claire, contient des fossiles, d'une consistance très ferme à raide.

06.00-15.00m : Alluvions de différentes tailles (galets, gravelons et cailloux). De nature carbonatée et siliceux, cimentés par des sables grossier moyennement.

15.00-35.00m : Marne d'aspect schisteux, de couleur grise bleuâtre, d'une consistance raide à dure, renfermant quelques veinules de calcite blanche, récupéré par endroit sous forme de blocs centimétriques. :

Tableau 23 : Résultats des essais pressiométriques

Sondage pressiométrique SP26						
Profondeur (m)	Pr (bars)	E (bars)	PL (bars)	E / PL	Etat de consolidation (DTR BC 2.331)	Classe de sol (fascicule 62)
01 ^m 50	8.44	103.33	11.55	8.95	Sol sous consolidé, altéré, remanié ou lâche	Argiles et limons fermes
03 ^m 00	9.78	60.22	12.50	4.82	Sol sous consolidé, altéré, remanié ou lâche	Argiles et limons fermes
04 ^m 50	11.59	101.77	13.66	7.45	Sol sous consolidé, altéré, remanié ou lâche	Argiles et limons fermes
06 ^m 00	9.65	179.51	15.84	11.34	Sol normalement consolidé, normalement serré	Argiles et limons fermes
07 ^m 50	8.59	136.16	13.76	9.9	Sol normalement consolidé, normalement serré	Graves moy.compactes
09 ^m 00	8.65	131.83	13.91	9.48	Sol normalement consolidé, normalement serré	Graves moy.compactes
10 ^m 50	40.35	2346.95	67.94	34.54	Sol surconsolidé, très serré	Graves compactes
12 ^m 00	40.52	1994.43	68.13	29.27	Sol surconsolidé, très serré	Graves compactes
13 ^m 50	33.15	5117.6	55.50	92.21	Sol surconsolidé, très serré	Graves compactes
15 ^m 00	40.70	3413.86	68.24	50.03	Sol surconsolidé, très serré	Graves compactes
16 ^m 50	33.77	2559.87	64.87	39.47	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
18 ^m 00	40.97	4200.31	68.51	61.31	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
19 ^m 50	41.38	2559.68	69.09	37.05	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
21 ^m 00	41.27	2134.00	68.83	31.00	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
22 ^m 50	40.84	4716.43	68.01	69.34	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
24 ^m 00	37.57	2628.51	62.35	42.15	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
25 ^m 50	37.48	4904.77	62.10	78.98	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
27 ^m 00	39.29	1094.21	65.10	16.81	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
28 ^m 50	37.97	1519.60	62.76	24.21	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
30 ^m 00	39.12	3602.02	64.62	55.54	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
31 ^m 50	35.32	4814.39	63.16	76.23	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
33 ^m 00	41.91	2527.73	69.16	36.55	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte
34 ^m 50	40.90	3506.53	66.68	52.43	Sol surconsolidé, très serré	Marne compacte

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

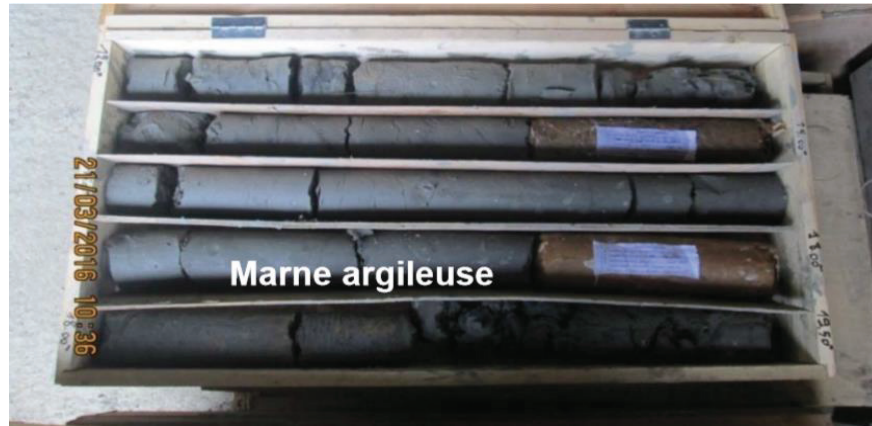
Tableau 5 : Nombre d'essais sur échantillons prélevés des sondages carottés

Essais		Quantités Réalisés
Teneur en eau		14
Densité sèches		14
Densité humide		14
Degré de saturation		14
Granulométrie		13
Limites d'atterberg		08
Valeur au bleu de Méthylène (VBS)		0
Analyses chimiques	Carbonates	05
	Anhydride carbonique	05
	Chlorures	05
	Sulfates	05
Cisaillement rectiligne Consolidé drainé (CD)	C' (bars)	14
	Q' (°)	14
Oedomètre	Pc (%)	06
	Cc (%)	06
	Cq (%)	06



Sondage OA/01

Profondeur 0,00-6,00m



Profondeur 12,00m-19,50m

PARTIE 02 : LES ESSAIS DE LABORATOIRE.

LA DENSITE :

Tableau: Qualificatif du sol en fonction de sa masse volumique sèche. (NF P94-011)

Etat	Masse volumique ρ_d (kg/m ³)
Peu dense	$\rho_d \leq 1\ 600$ Dense
Dense	$1\ 600 \leq \rho_d \leq 1\ 800$
Très dense	$\rho_d > 1\ 800$

ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Elle permet de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol, comme indiquées dans le tableau suivant :

Tableau2 : Qualification du sol en fonction de sa granularité

Nature	Dimension des particules (mm)
Blocs	$d > 200$
Cailloux	$60 < d < 200$
Gravier	$2 < d < 60$
sable	$0.06 < d < 2$
limon	$0.06 < d < 0.002$
Argile	$d < 0.002$

Les échantillons étudiés (marne argileuse, argile marneuse...) ont un pourcentage élevé en fonction de diamètre inférieur à 80μ (58.83% à 99.61%), ce qui dénote des sols fins.

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

Plasticité (XP P94-011) :

Un sol peut être qualifié par son indice de plasticité « $I_p = W_L - W_P$ ». Les valeurs des limites de liquidité et celles de l'indice de plasticité augmentent régulièrement avec le taux d'éléments fins (limons et argiles).

W_L : limite de liquidité qui traduit le passage entre l'état liquide et plastique.

W_P : limite de plasticité, qui correspond au passage entre l'état plastique et l'état solide.

Tableau 3 : Qualificatif du sol en fonction de sa plasticité

Etat	Indice de plasticité en (%)
Non plastique	$I_p \leq 12$
Peu plastique	$12 < I_p \leq 25$
Plastique	$25 < I_p \leq 40$
Très plastique	$I_p > 40$

Consistance (XP P94-011) :

L'indice de consistance est défini par $I_c = W_L - W / I_p$, pour désigner l'état de consistance des sols argileux:

Tableau 4 : Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance

Etat	Indice de consistance
Liquide	$I_c < 0$
Très molle	$0 < I_c \leq 0.25$
Molle	$0.25 < I_c \leq 0.50$
Ferme	$0.50 < I_c \leq 0.75$
Très ferme	$0.75 < I_c \leq 1$
Dur	$I_c > 1$

Compressibilité (d'après K-TERZAGUI) :

Tableau 5 : Qualificatif du sol en fonction du coefficient de compressibilité

Etat	Coefficient de compressibilité (C_c)
Sol incompressible	$C_c < 0.02$
Sol très compressible	$0.02 < C_c < 0.05$
Sol peu compressible	$0.05 < C_c < 0.1$
Sol moyennement compressible	$0.1 < C_c < 0.2$
Sol assez compressible	$0.2 < C_c < 0.3$
Sol très compressible	$0.3 < C_c < 0.5$
Sol extrêmement compressible	$C_c > 0.5$

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

Gonflement (d'après G-SANGLERAT):

Tableau 6 : Qualificatif du sol en fonction du coefficient de gonflement

Etat	Coefficient de gonflement (Cg)
Non gonflant	$C_g < 0.02$
Peu gonflant	$0.02 < C_g < 0.04$
Gonflant	$0.04 < C_g < 0.25$

teneurs en SO_4^{2-} (P18-011):

Tableau 7 : Qualificatif du sol en fonction de sa teneur en SO_4^{2-}

Etat	Coefficient de compressibilité (Cc)
Faiblement agressif	0.24 - 0.60
Moyennement agressif	0.60 - 1.20
Fortement agressif	1.20 - 2.40
Très fortement agressif	> 2.40

Concentrations en agents agressifs (P18-011):

Tableau 8 : Qualificatif des solutions en fonction de leur concentration en agents agressifs

Etat	Concentration en (mg/l)		
	Co2 agressif	SO_4^{2-}	PH
Faiblement agressif	15 - 30	250 - 600	6.50 - 5.5
Moyennement agressif	30 - 60	600 - 1500	5.50 - 4.5
Fortement agressif	60 - 100	1500 - 6000 -	4.50 - 4
Très fortement agressif	>100	> 6000	< 4

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

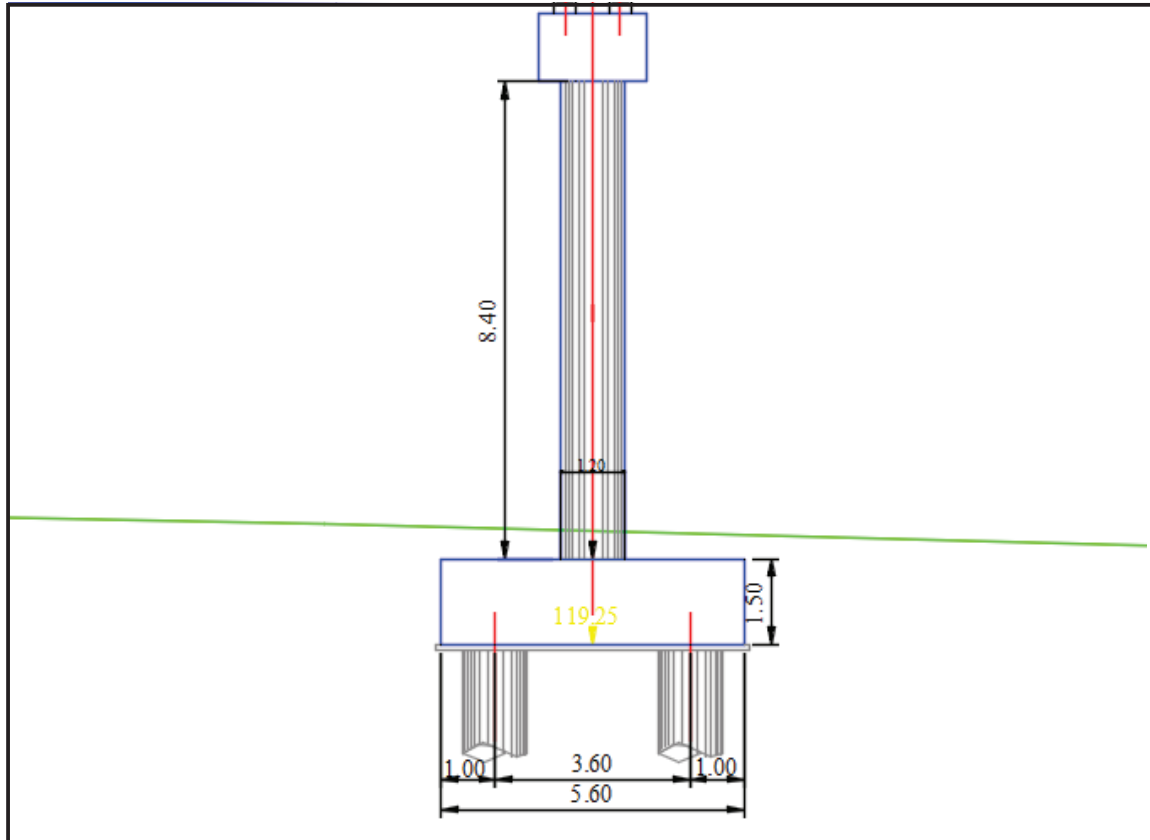
Tableau Résultats des essais physiques sur échantillons prélevés des sondages carottés et leur interprétation

Sondage n°	PK	Prof. (m)	Nature géologique	W _s (%)	y _h (g/cm ³)	y _d (g/cm ³)	Sr (%)	Granulométrie (% des passants)			Limites d'Atterberg				Classification GTR (LCPC/SETRA)
								< 2mm	<80 μ	<2 μ	WL	Wp	IP	I _c	
SC/01	01+275 (00+420)	10.55-11.00	Marne argileuse	34.66	2.03	1.51	100	97.34	94.93	49.48	52.16	26.80	25.36	0.69	A ₃ th
		17.65-18.00	Marne argileuse	36.20	2.01	1.48	100	99.33	96.77	45.11	54.10	27.26	26.84	0.67	A ₃ th
		21.20-21.80	Marne argileuse	31.85	2.02	1.53	100	98.45	95.77	42.75	48.81	25.33	23.48	0.72	A ₂ th
		24.50-25.00	Marne argileuse	31.03	2.02	1.54	100	98.78	96.43	59.27	47.02	24.52	22.50	0.71	A ₂ th
Interprétation		<p>Couche 1 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le tamisat à 0.08 mm > 35 % ; indique un sol fin de la classe A • Le sol est peu dense et saturé, plastique IP> 25 et ferme, • Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₃th (sol très humide) <p>Couche 2 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le tamisat à 0.08 mm > 35 % ; indique un sol fin de la classe A • Le sol est peu dense et saturé, plastique IP> 25 et ferme, • Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₃th (sol très humide) <p>Couche 3 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le tamisat à 0.08 mm > 35 % ; indique un sol fin de la classe A • Le sol est peu dense et saturé ; peu plastique (12<IP≤ 25) et ferme. • Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₂th (sol très humide) <p>Couche 4 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le tamisat à 0.08 mm > 35 % ; indique un sol fin de la classe A • Le sol est peu dense et saturé, peu plastique (12<IP≤ 25) et ferme. • Selon la classification GTR, le sol prospecté appartient à la classe A₂th (sol très humide) 													

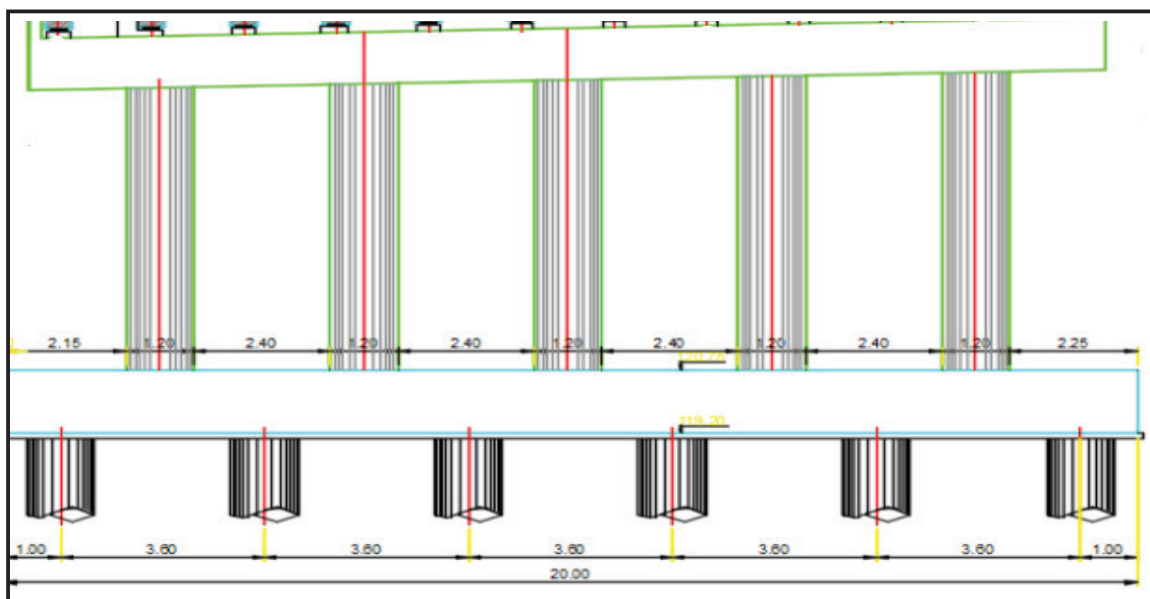


ANNEXE 02
CONCEPTION DES APPUI

LE SCHEMA REPRESENTATIF DE LA PILE :

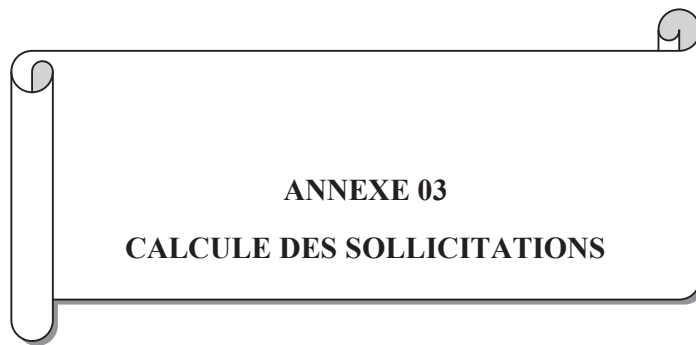


Coupe longitudinale sur la pile.



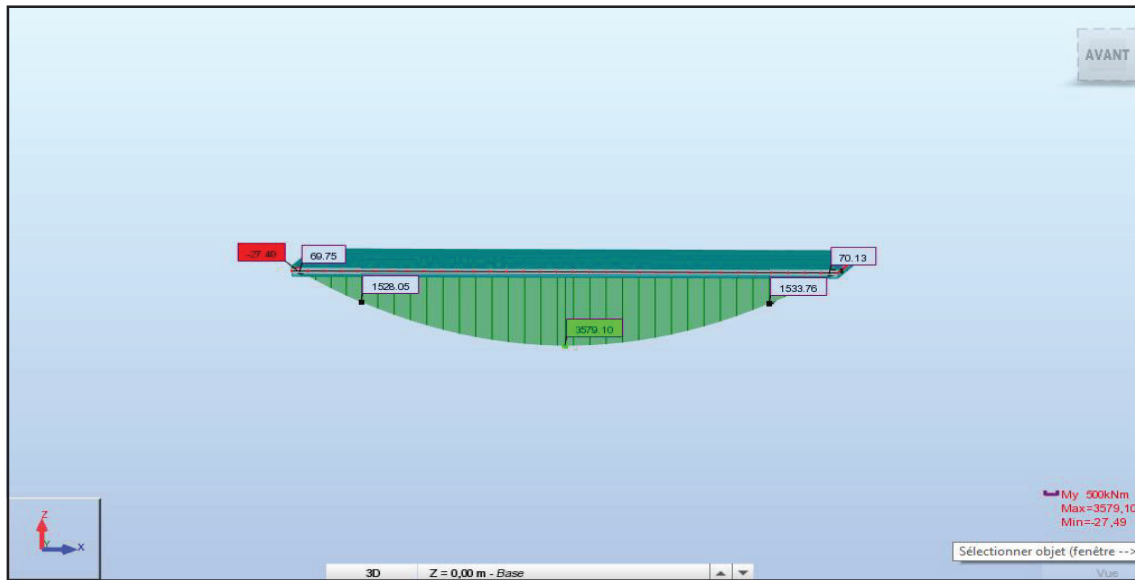
. Coupe transversale sur la pile.

ANNEXE 02 : CONCEPTION DES APPUIS

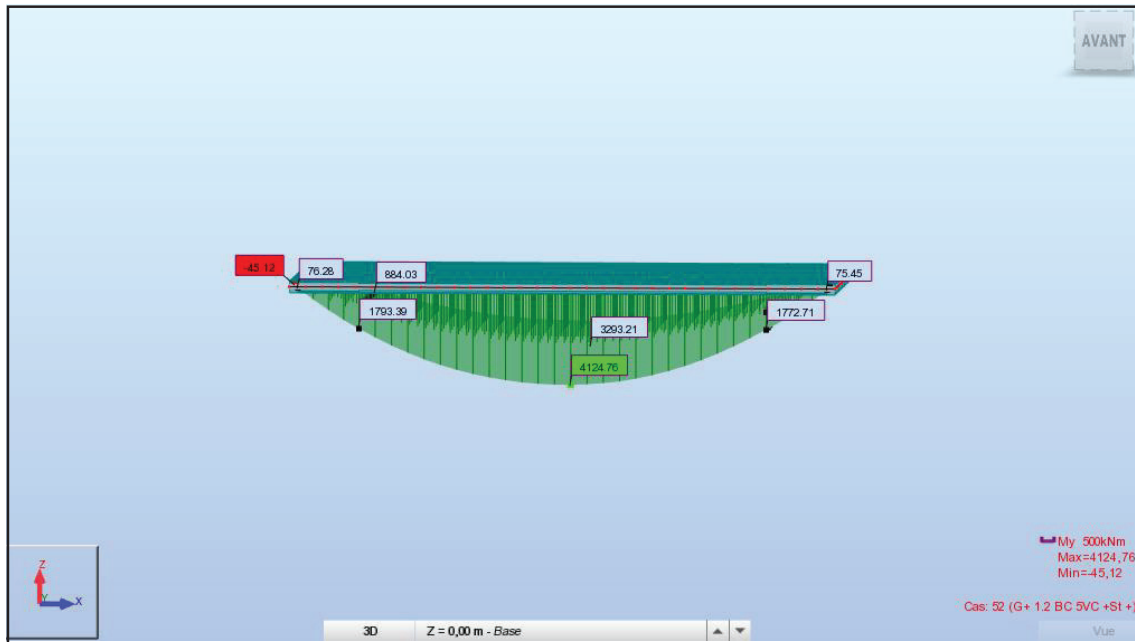


ANNEXE 03
CALCULE DES SOLLICITATIONS

ANNEXE 03 CALCULE DES SOLLICITATIONS

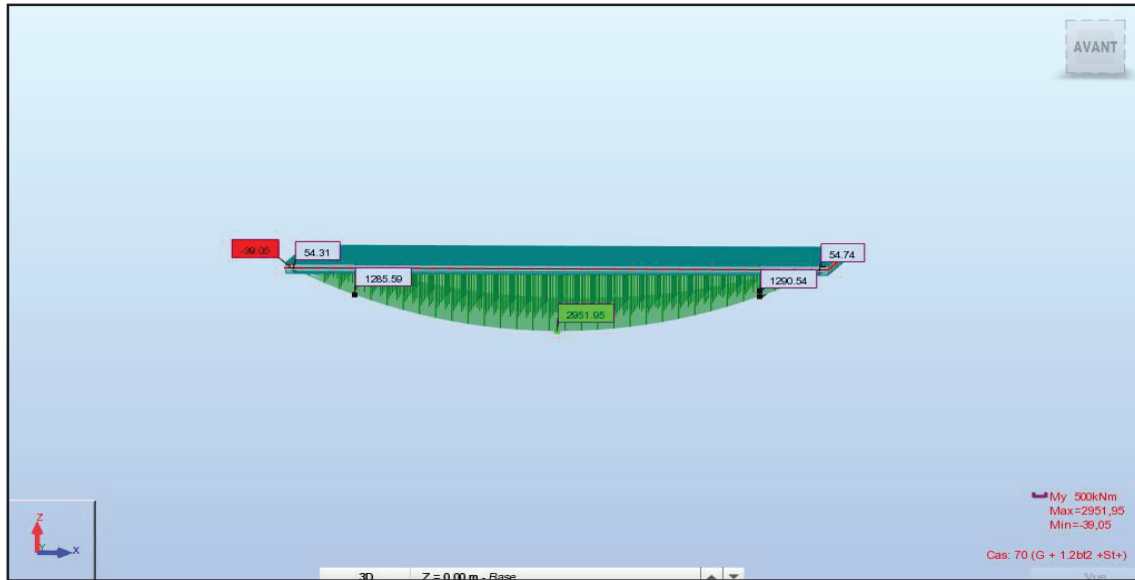


Moments fléchissant sous la combinaison (G+1.2AL+St)

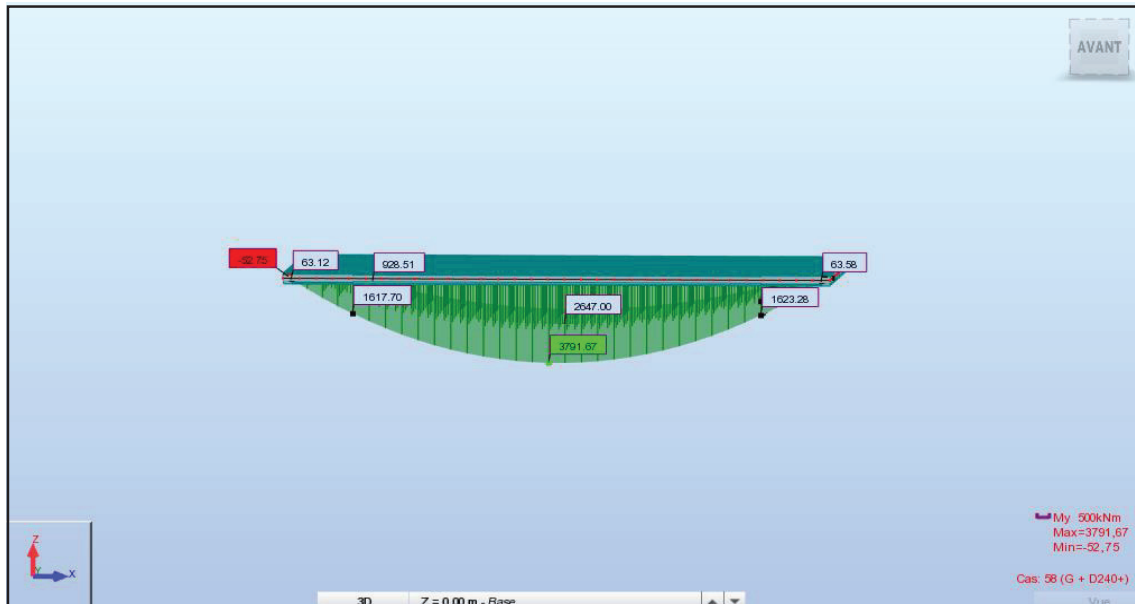


Moments fléchissant sous la combinaison (G+1.2BC+St)

ANNEXE 03 CALCULE DES SOLLICITATIONS

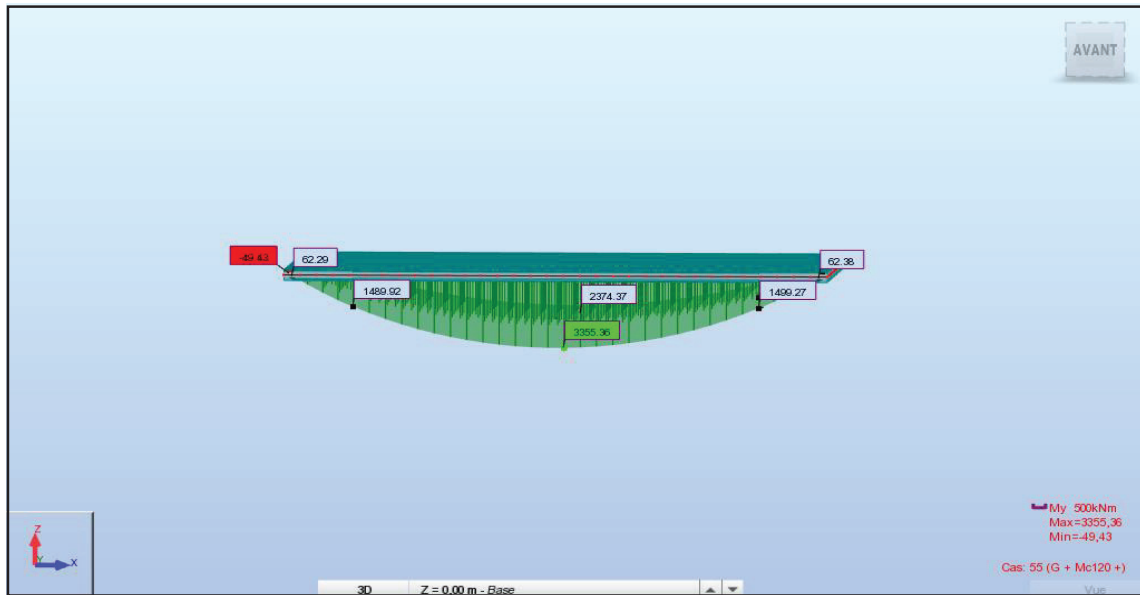


Moments fléchissant sous la combinaison (G+1.2bt+St)

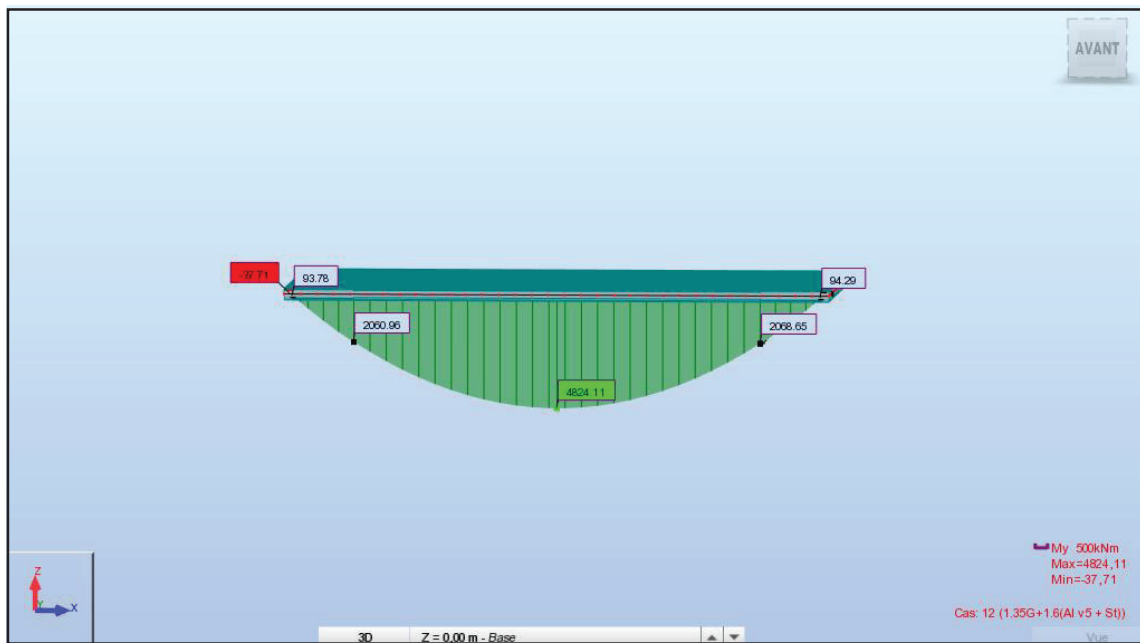


Moments fléchissant sous la combinaison (G+D240)

ANNEXE 03 CALCULE DES SOLLICITATIONS

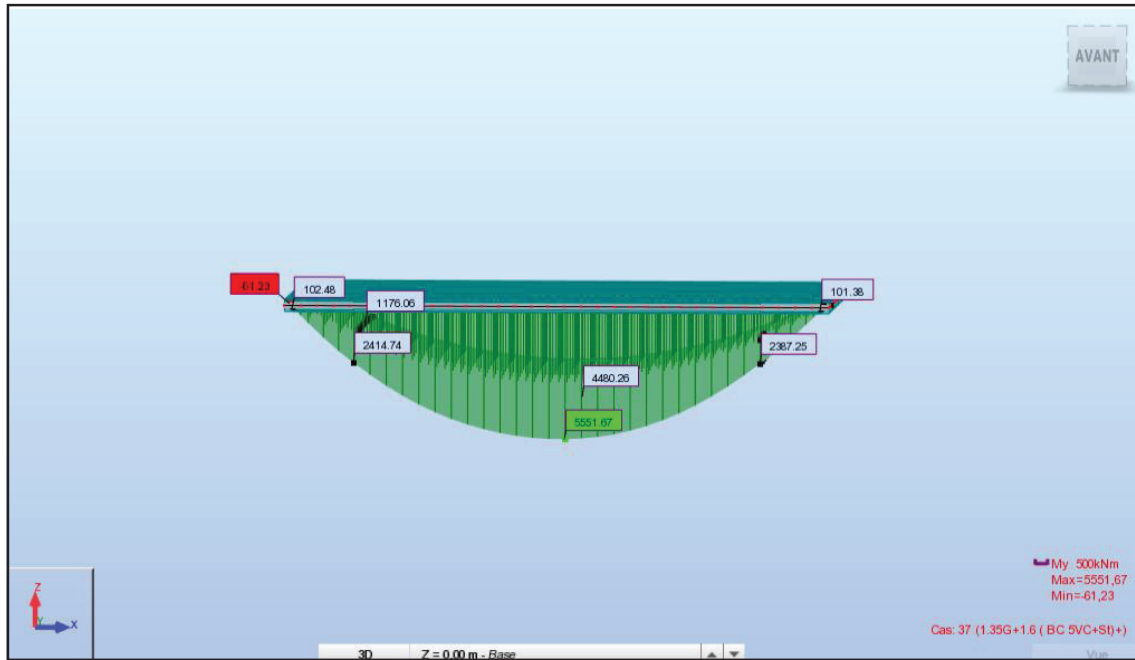


Moments fléchissant sous la combinaison (G+MC120)

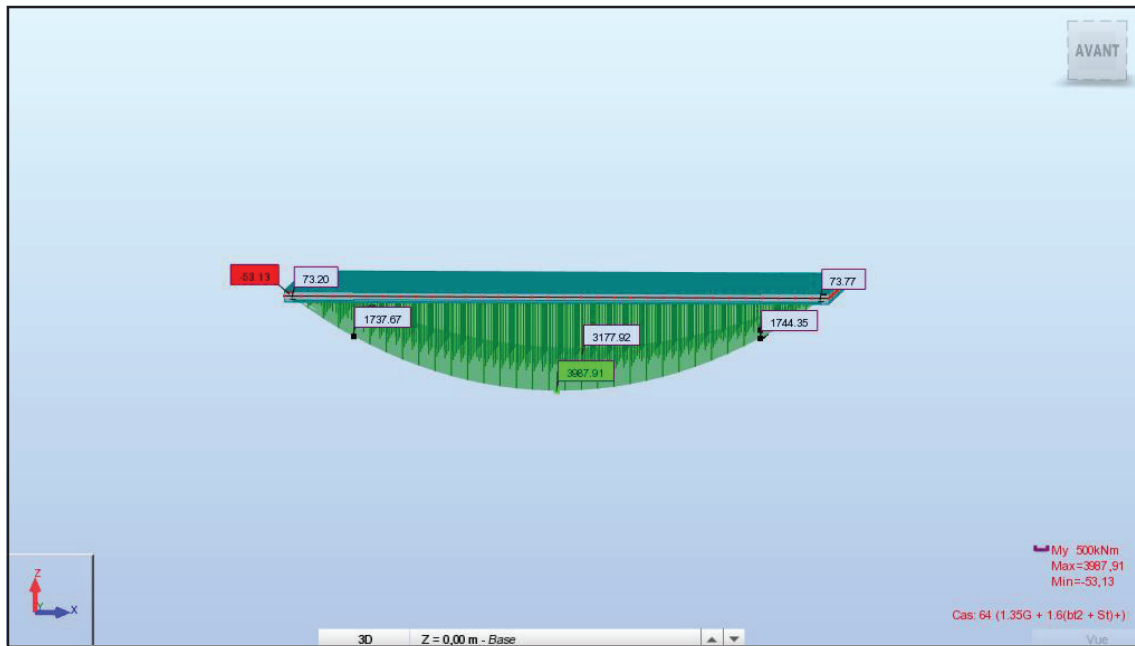


Moments fléchissant sous la combinaison (1.35G+1.6 (AL+St))

ANNEXE 03 CALCULE DES SOLLICITATIONS

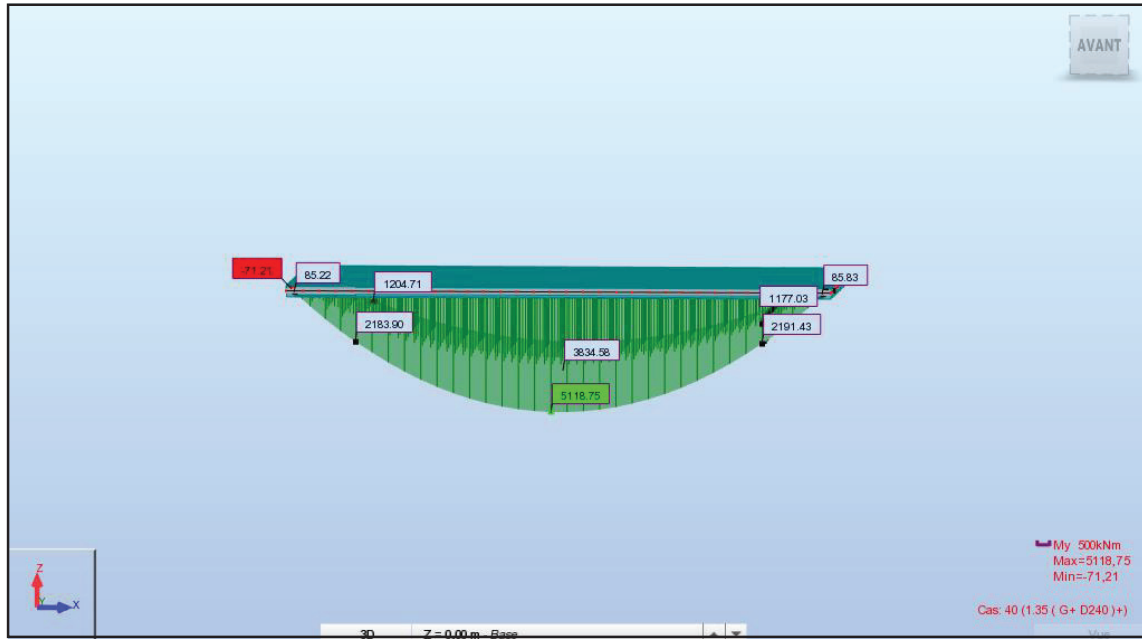


Moments fléchissant sous la combinaison (1.35G+1.6(BC+St))

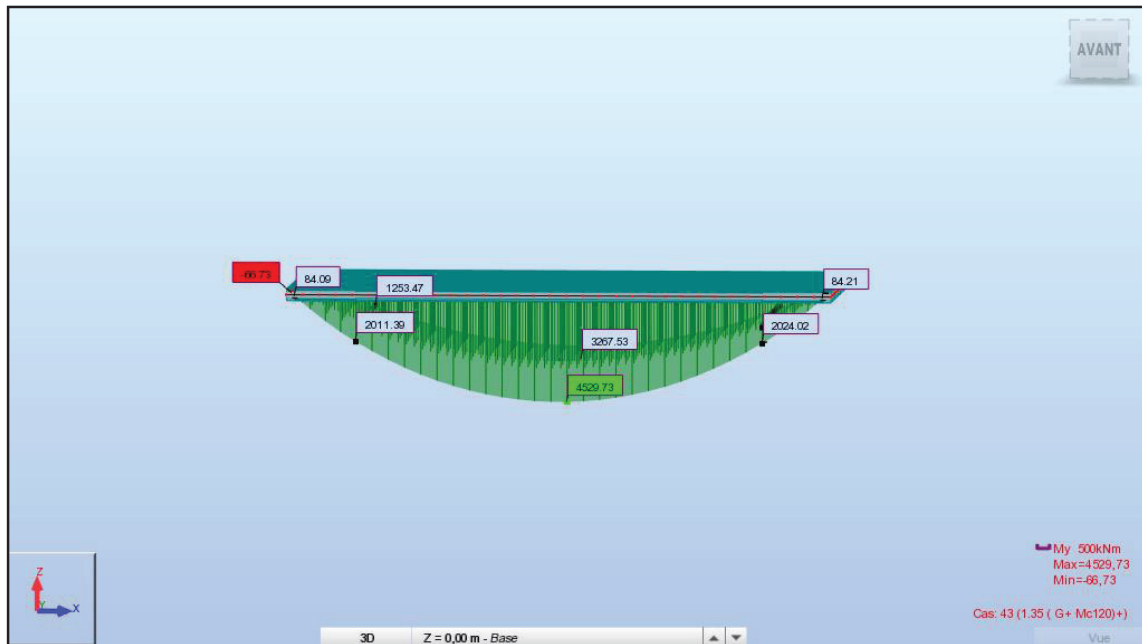


Moments fléchissant sous la combinaison (1.35G+1.6(bt+St))

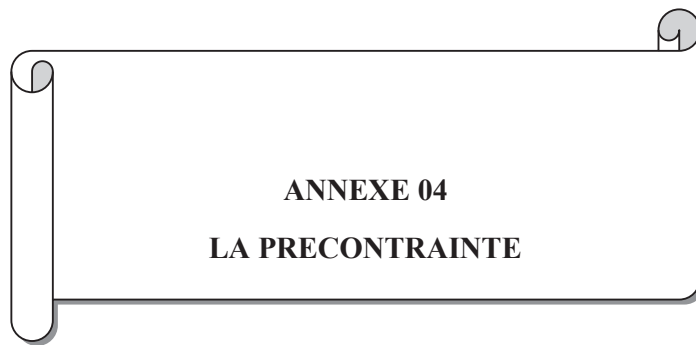
ANNEXE 03 CALCULE DES SOLLICITATIONS



Moments fléchissant sous la combinaison 1.35 (G+D240)



Moments fléchissant sous la combinaison 1.35 (G+MC120)



ANNEXE 04

LA PRECONTRAINTE

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

PARTIE 01 : CALCUL DES PERTES

Le calcul des pertes se fait au niveau de la section critique ou les contraintes de compression et de traction dans le béton atteignent sa limite. (Pour $x=l/2$)

1. LES PERTES INSTANTANÉES :

1.1. PERTES PAR FROTTEMENT :

Le calcul des pertes par frottement est déterminé à partir de la formule suivante :

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

Avec : $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg})$ c'est la tension à l'origine vaut 1416 MPA.

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1)

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1)

X : la distance de la section considérée (m)

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		$3 \approx R \leq 6$ (m)	$R > 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

1.2. PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE :

Lorsqu'après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelque millimètre. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble.

Après rentrées d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

$$\sigma'_{p(x)} = \sigma_{p0} \times e^{[-2k(d) + K(x)]}$$

Avec :

$$K(x) \text{ en fonction de l'abscisse } x : K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$$

l : la longueur de la poutre.

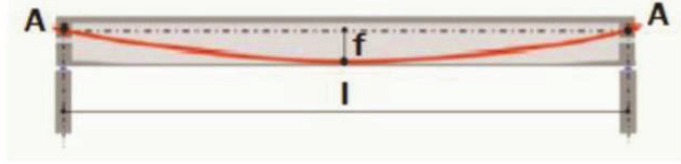
$$d : \text{longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage } d = \sqrt{\frac{Epg}{\sigma_{\text{lim}} K}}$$

$$k : \text{constante } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

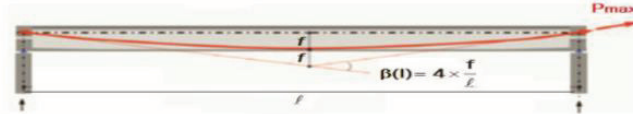
g : l'intensité de recul d'ancrage $g = 2$ à 6 mm

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$



$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$



N° cable	l(m)	f(m)	β(l)rad	fβ+φx	σ _φ (MPa)	σ _{φmoy} (MPa)	σ _{φmoy} (%)
C1	33.4	0.55	0.066	0.047	63.93	70.46	4.99
C2	33.4	0.78	0.093	0.053	71.19		
C3	33.4	0.96	0.115	0.055	76.26		

1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et à l'autre action permanente peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi} \text{ Avec } \sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{p \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG}$$

P : effort de précontraint ; $p = n \times p_0 (1 - \Delta \sigma_{\phi moy} (\%))$

E_p : module d'élasticité de l'acier = 190000 MPa.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton égale à $11000^3 \sqrt{f_c 28}$

e : excentricité moyenne des câbles

M_p : moment du au poids propre de la section médian

IG : moment d'inertie de section médiane d'une poutre seule.

B : la section médian d'une poutre seule.

σ _{bi}	σ _e (MPa)	σ _e (%)
16.53	42.68	0.03

2-LES PERTES DIFFERE :

2.1. PERTE PAR RELAXATION :

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

Cette perte dépend de l'acier et de son traitement, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

ρ_{1000} (%): relaxation garantie à 1000h égale à 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

X	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
17	129.27	9.42%

2.2. PERTE PAR RETRAIT :

Les câbles. Liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

ε_r : le retrait final du béton égale à $2 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa et } \Delta\sigma_r = 2.68 \%$$

2.3. PERTE PAR FLUAGE :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(X) \times \frac{Mp \times e}{IG}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{p \times e^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$$

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous mes charges de longue durée s'application.

$E_p = 190000 \text{ MPa}$.

$$P : n \times p_0 \times (1 - \Delta\sigma_{pmoy}(\%) - \Delta\sigma_{pmoy}(\%) - \sigma_a(\%))$$

B : la section médian d'une poutre avec hourdi.

IG : moment d'inertie de section médiane d'une poutre avec hourdi.

PARTIE 02. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION NETTE ET HOMOGENE :

Les sections nettes des trois sections sans ou avec hourdi sont calculé on utilisant logiciel autocad (la commande soustraction) pour soustraire les trous de passage les aciers de précontrainte de la section brute, après on fait sortir ses caractéristique mécanique qui sont :

v' (la position au-dessous de centre de gravité de la section nette jusqu'en la fibre extrême)

$$v' = Y_G \text{ (m)}$$

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

V (la position au-dessus de centre de gravité de la section nette)

$$V = H \text{ poutre} - Y_G \text{ en mètre}$$

I_{nG} : c'est le moment d'inertie nette par rapport au centre de gravite de la section en m^4

ρ : Rendement géométrique de la section en pourcentage.

	X=0		X=L/4		X=L/2	
	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi
H(m)	1.5	1.75	1.5	1.75	1.5	1.75
Bnette(m)	0.6461	0.9695	0.5108	0.8342	0.5108	0.8342
V _n (m)	0.7027	0.6408	0.6583	0.5644	0.6583	0.2969
V' _n (m)	0.7973	1.1092	0.8417	1.1356	0.8417	1.1356
$I_{nG} (m^4)$	0.134	0.310	0.1383	0.2533	0.1383	0.2533
$\rho(\%)$	38.35	44.98	48.86	47.37	48.86	47.37

1) PARTIE 03. LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMAL A ELS :

Tou d'abord en vas calculer P1, et P2 en chaque phase avec des pertes différentes :

Pour la phase 01 : on prend 50% des pertes instantanée égale à 4.46%

Pour la phase 02 : on prend 100% des pertes instantanée vaut 8.91%

Pour la phase 03 : on prend 100% des pertes instantané et 50% des pertes différé égale à 16.49%

Pour la phase 04 : c'est la phase de mise en service en prend les pertes totale (instantanée diffère) vaut 24.07%

Vue que la classe de calcule de précontraint est en classe deux selon le BPEL la vérification se fait à la combinaison rares comme ci-après :

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

En exécution (phase01,02,03) : $\sigma_{sup} = \frac{p}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \geq -0.7 f_{tj}$
 $\sigma_{inf} = \frac{p}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq 0.6 f_{c28}$

En service (phase 04) :

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \geq -f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq 0.6 f_{c28}$$

Phase 1 :

Résultats de calcul :

		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		-0.16	0.48	0.64	0.69
P ₁ (MN)		2,094	2.094	2.094	2.094
P ₂ (MN)		2.717	2.717	2.717	2.717
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.81	7.20	7.78
	σ_{inf}	0.00	-7.01	-8.73	-9.43
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	5.02	-0.23	-2.16	-2.74
	σ_{inf}	1.67	12.14	14.18	15.18
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4.80	-0.22	-2.06	-2.62
	σ_{inf}	1.60	11.61	13.48	14.51
σ_{Pmax} (MPa)	σ_{sup}	5.02	5.58	5.04	5.04
	σ_{inf}	1.67	5.13	5.75	5.75
σ_{Pmin} (MPa)	σ_{sup}	4.80	5.59	5.13	5.16
	σ_{inf}	1.60	4.60	5.12	5.08

Phase 2 :

		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		-0.16	0.48	0.64	0.69
P ₁ (MN)		6.22	6.22	6.22	6.22
P ₂ (MN)		6.90	6.90	6.90	6.90
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.81	7.20	7.78
	σ_{inf}	0.00	-7.01	-8.73	-9.43
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	10.01	-0.46	-4.32	-5.47
	σ_{inf}	3.34	24.28	25.96	30.36
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	9.60	-0.44	-4.13	-5.23
	σ_{inf}	3.2	23.22	24.23	29.01

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

σ_{Pmax} (MPa)	σ_{sup}	10.04	5.35	2.88	2.31
	σ_{inf}	3.34	17.27	20.23	20.29
σ_{Pmin} (MPa)	σ_{sup}	9.60	5.37	3.07	2.55
	σ_{inf}	3.20	16.20	18.96	19.56

Phase 3 :

		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.10	0.83	0.88	1.03
P ₁ (MN)		7.16	7.16	7.16	7.16
P ₂ (MN)		6.99	6.99	6.99	6.99
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.08	5.04	5.65
	σ_{inf}	0.00	-7.60	-9.42	-10.50
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.92	-2.40	-4.10	-4.53
	σ_{inf}	6.53	20.33	25.55	26.57
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.62	1.68	0.94	-4.76
	σ_{inf}	6.38	15.63	17.32	26.55
σ_{Pmax} (MPa)	σ_{sup}	3.73	1.80	1.14	0.99
	σ_{inf}	6.58	15.83	17.43	17.36
σ_{Pmin} (MPa)	σ_{sup}	3.77	1.80	1.14	1.13
	σ_{inf}	6.23	12.63	16.14	16.01

Phase 4 :

		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.10	0.83	0.99	1.03
P ₁ (MN)		6.10	6.10	6.10	6.10
P ₂ (MN)		5.73	5.73	5.73	5.73
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	8.07	10.70	11.85
	σ_{inf}	0.00	-15.03	-20.00	-22.16
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.86	-2.36	-4.01	-4.22
	σ_{inf}	6.23	23.25	26.64	27.07
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.99	-2.25	-3.85	-4.75
	σ_{inf}	6.20	22.60	25.23	26.25
σ_{Pmax} (MPa)	σ_{sup}	3.98	5.66	6.63	7.12
	σ_{inf}	6.52	8.22	6.73	5.54
σ_{Pmin} (MPa)	σ_{sup}	3.68	5.85	6.82	7.63
	σ_{inf}	6.99	7.88	5.33	4.22

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

PARTIE04: JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Pour la vérification, on procède comme suit :

Les contraintes dans l'acier et le béton :

ϵ_{pm} : allongement des câbles avec σ_{pm} correspondant à la contrainte existant dans les armatures

$\Delta\epsilon_p''$: allongement des câbles du à la déformation du béton.

$\Delta\epsilon_p'$: variation accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau des armatures de précontraintes.

σ_{bpm} : contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$$N_u = P_m \text{ avec } P_m = (p_0 - \Delta\sigma_{tot}) \cdot n \cdot A_p$$

$$N_u = 5.12 \text{ MN}$$

Pour la vérification, on procède comme suit : 1ère itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \epsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{N}_u = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\frac{M_u(\text{bar})}{A_p} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p)$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y}$$

$$y = \frac{\epsilon_{bc}}{(\epsilon_{bc} + \epsilon_s)} \cdot d_s = 0.39 \text{ m}$$

On calcul par Autocad la surface du béton comprimé,

$$B(0.8y) = 0.53 \text{ m}^2$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 11.92 \text{ MN}$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s \text{ tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$N_s = 0.364 \text{ MN}$$

$$N_p = A_p \cdot n \cdot \Delta\sigma_p \text{ sachant que } \Delta\sigma_p = g(\epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p' + \Delta\epsilon_p'') - g(\epsilon_{pm})$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m + e_0}{B} + \frac{e_0}{I_n} (M_g + P_{me_0}) = 9.01 \text{ MPa}$$

Résultat :

$$\Delta\epsilon_p'' (\text{‰}) = 8.01$$

ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE

$$\varepsilon_{pm}(\text{‰}) = 7.44$$

$$\Delta\varepsilon'_p(\text{‰}) = 0.277$$

$$\sum \varepsilon (\text{‰}) = 15.68$$

Pour le calcul des contraintes à partir des déformations, on utilise la formule suivante :

La résolution de ces équations est faite avec MATLAB

$$\sum \varepsilon = \frac{\sigma p \alpha 1}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \sigma_{p\alpha 1} = 3054.75$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma p \alpha 2}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \sigma_{p\alpha 2} = 2802.48$$

$$\Delta\sigma_p = 252.27$$

$$N_p = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{N}_u = 10.14 \text{ vérifier}$$

Cela signifie que la section de béton comprimé est trop grande, on peut pivoter le diagramme autour de pivot A pour optimiser le béton comprimé.

DEUXIEME ITERATION :

On suppose que $\bar{N}_u = N_u$, on cherche B(y) :

$$\bar{N}_u = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p$$

$$AN : B(y) = 0.263 \quad y = 0.13$$

On déduit la déformation du béton à partir de diagramme des pivots :

$$\sum \varepsilon = \frac{\sigma p \alpha 1}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \sigma_{p\alpha 1} = 3054.22$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma p \alpha 2}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \sigma_{p\alpha 2} = 2802.48$$

$$\Delta\sigma_p = 250.74$$

Ce qui donne pour la valeur de $\bar{N}_u = 5.09 \text{ MN} \approx 5.12 \text{ MN}$

Calcul de \bar{M}_u

$$Z(y) = d_p - 0.4y = 1.238$$

$$\bar{M}_u = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 7.28 \text{ MN} > M_u$$

Les Contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

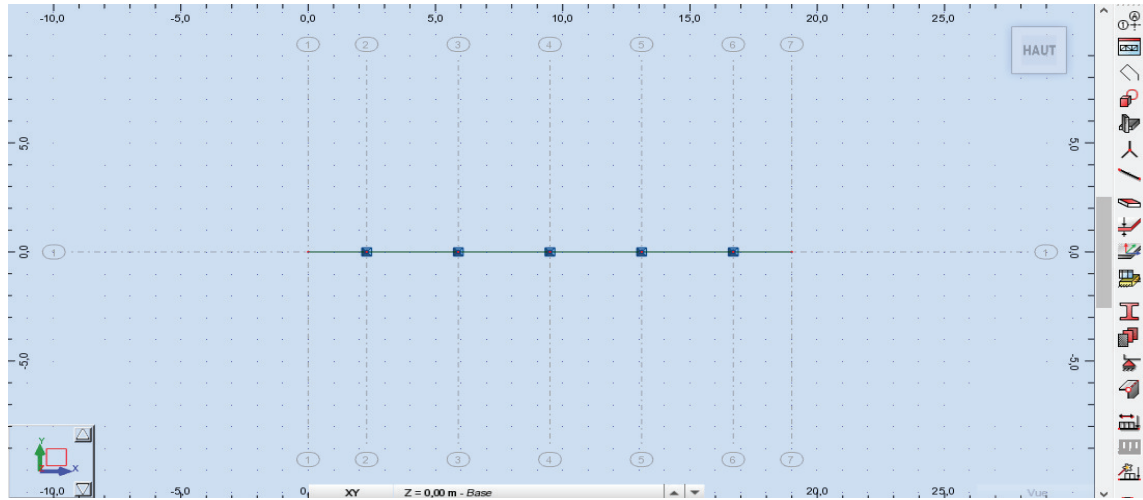
ANNEXE 04 LA PRECONTRAINTE



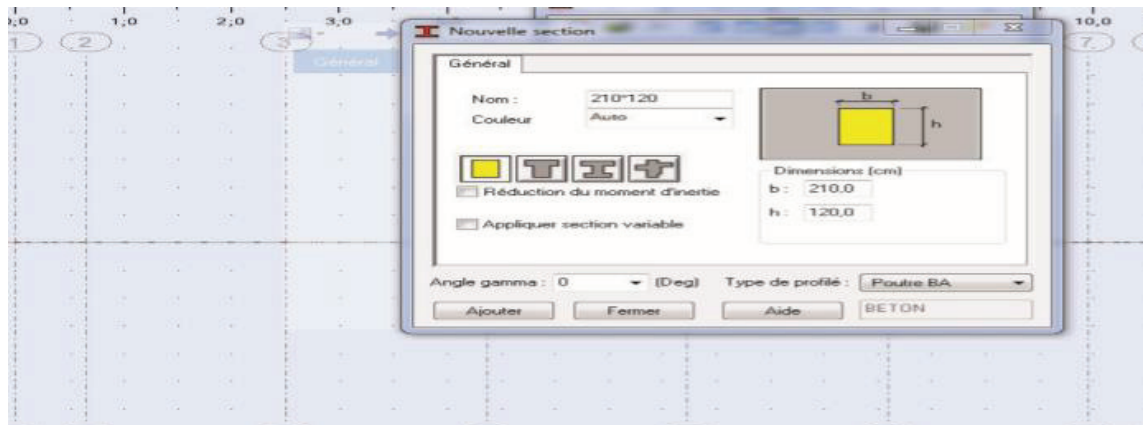
ANNEXE 05
ETUDE DE LA PILE

PARTIE 01 : LES ETAPES DE LA MODELISATION DE CHEVETRE

- On introduire les lignes de construction.
- On dessine les barres selon x et y.

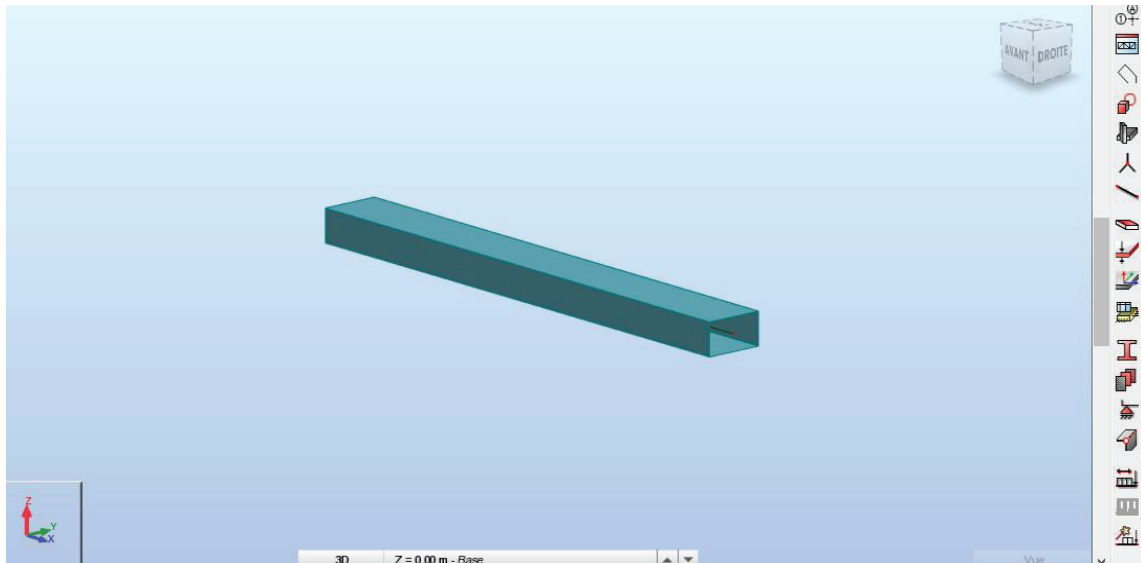


- On crée une nouvelle section de chevêtre (210 × 120).



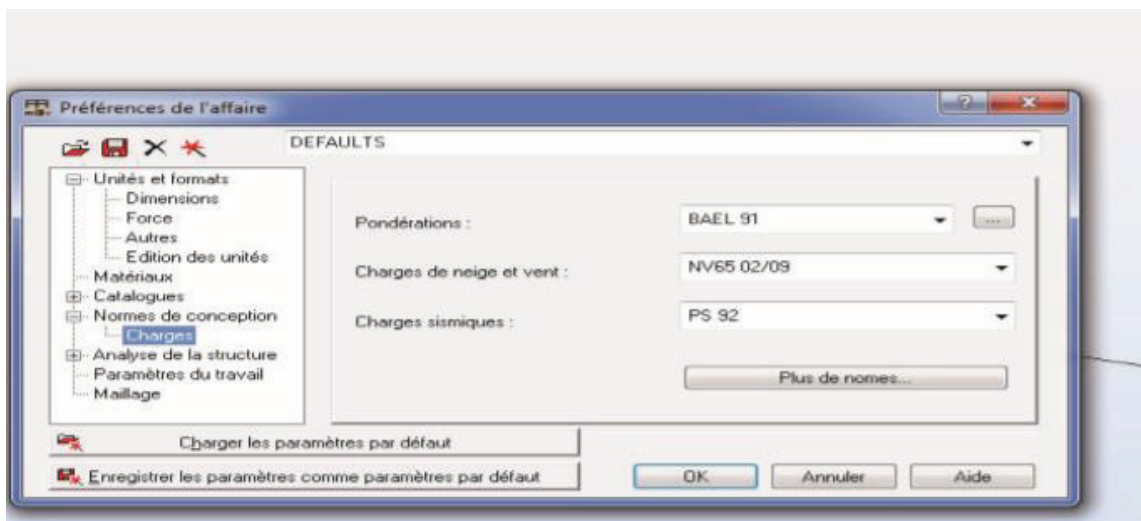
On affect la section crée le long d'axe après le choix de matériaux (béton armé)

ANNEX 05 : ETUDE DE LA PILE

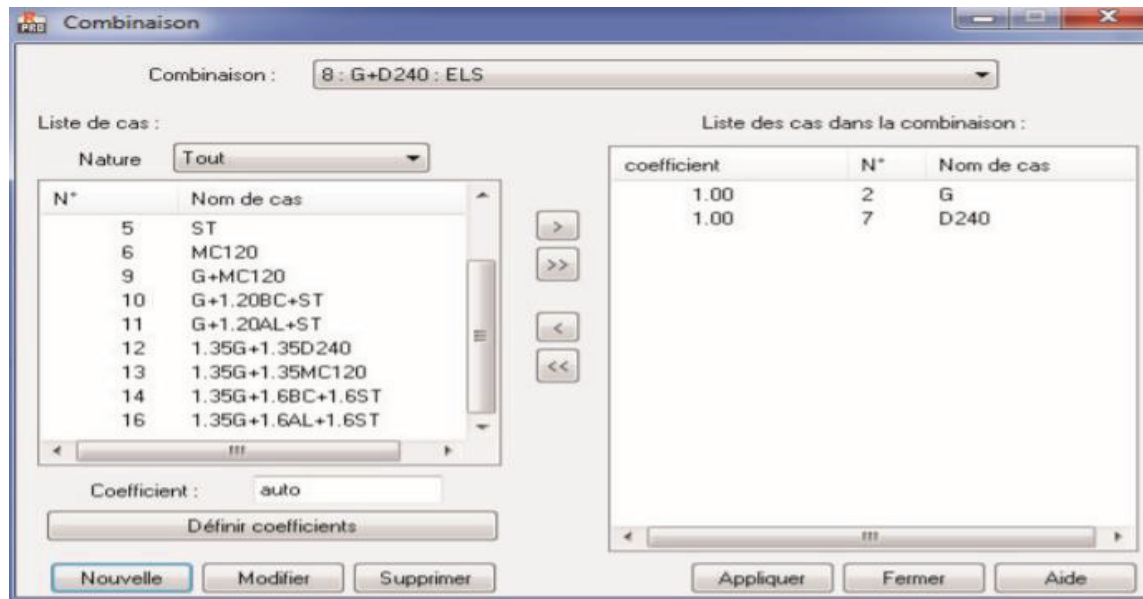


-On introduire les cas de charge (permanent et exploitation) sous forme des charge concentrer.

On choisi la norme de conception BAEL 91, pour introduire les combinaisons de charges a ELU, ELS



ANNEX 05 : ETUDE DE LA PILE



-On visualise les résultats des efforts max à ELS pour le ferrailage et ELU pour la vérification de l'effort tranchant.

PARTIE 02 : ETUDE SISMIQUE DE LA PILE

1. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUE SOLLICITANT LA PILE :

désignation	N(KN)	H _I (KN)	H _T (KN)	I _{Fv/0} (o/x)	I _{FH/0} (0/y)	M _{Fv/0}	M _{FHL/0}	M _{FHT/0}
Chevetre	80.14	267.12	267.12	0.00	21.2	0.00	2831.48	2831.48
Futs	141.78	462.6	462.6	0.00	13.70	0.00	2717.46	2717.46
Semelle	144.90	483.00	483.00	0.00	0.75	0.00	362.25	362.25
Somme	366.82	1212.72	1212.72	/	/	0.00	5911.19	5911.19
Séisme tablier	5154.08	2779.99	2981.29	0.55	11.20	2834.74	31135.8	33390.40
0.4×HT°+H _f +retr	/	80.43	0.00	/	12.20	/	878.83	0.00

2. LA RESULTANTES DES FORCES SISMIQUE ET LES FORCES INERTIEL :

Vu que la pile n'a pas le rôle de soutènement des terres. Les poussées des terres dynamique est nul ce qui implique les force horizontale pour le cas (1+K_v), (1 -K_v) est donc on vas combiner les efforts si dessous avec la force sismique.

	N	HL	HT	M _v	M _{HL}	M _{HT}
Somme des efforts inertiels	65463.32	727370.18	727370.18	0.00	9838955.9	9838955.9
Force sismique provenant	2564528.7	7728334.7	8888084.43	2834.74	969442312.40	33390.40

ANNEX 05 : ETUDE DE LA PILE

de tablier						
Résultante	5160.43	2907.87	3100.88	2834.74	31293.47	33537.45

Ensuite on combine EL (HL) et ET(HT) et Ev(N)

Sous les combinaisons suivantes :

$$E1 = EL + 0.3 (ET + Ev)$$

$$E2 = ET + 0.3 (EL + Ev)$$

$$E3 = EV + 0.3 (EL + ET)$$

G	EL	ET	Ev	E1	E2	E3
HL	2907.869	0	0	2907.87	872.36	872.36
HT	0	3100.88	0	930.26	3100.88	930.26
ML	31293.47	0	0	31293.47	9388.04	9388.04
MT	0	33537.446	0	10061.23	33537.45	10061.23
N	0	0	5160.426	1548.13	1548.13	5160.43