

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Étude et conception d'un viaduc au pk 47+400 sur la
voie express reliant Ain el hammam_Draa el mizan

Présenté par :

CHEMLOUL Younes

SENOUCI HOCINE Yasser

Encadré par :

Dr.TAKI Mohamed

Promotion 2023/2024

DEDICACES

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، والصلاة والسلام على سيدنا محمد، وعلى آله وصحبه أجمعين

إلى من كانوا دومًا بجانبني، وأسهموا في نجاحي ودعمني المستمر،

أهدي هذه المذكرة :

إلى والدي العزيز، الذي علمني أن العلم نور، وكان سندي في كل خطوة.

إلى والدتي الغالية، التي لم تبخل علي بحنانها وتضحياتها، وكانت لي مصدر إلهام وصبر

إلى إخوتي وأخواتي الأعزاء، الذين كانوا لي خير داعم ومشجع

إلى أساتذتي الأفاضل، الذين غرسوا في حب العلم والمعرفة، وأضاءوا لي دروب النجاح

إلى أصدقائي الأعزاء، الذين شاركوني رحلة العلم، وكانوا لي خير رفاق

وأخيرًا، إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل ولو بكلمة طيبة أو دعوة صادقة، أقول لهم جميعًا شكرًا من القلب

Senouci Hocine Yasser

DEDICACES

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله رب العالمين ، والصلاة والسلام على أعظم الخلق وأشرف المرسلين، سيدنا محمد، وعلى آله وصحبه أجمعين

إلى أمي وأبي

إلى أخوتي

إلى من كانوا دوما بجانبني

إلى كل من أحب ، وكل من ساهم في هذا العمل باهتمام ، بكلمة أو بدعوة

شكرا

شملول يونس

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciement à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté Pour élaborer ce travail.

Nous remercions chaleureusement notre encadreur **Mr TAKI Mohamed** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements vont également au notre enseignant **Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, qui nous a donné les bases essentielles pour ce domaine, et pour ces conseils importants.

Nous remercions **les corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formations et examinations.

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin, **ma famille et mes amis** depuis les premières lettres d'alphabet.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 10 المتواجد في النقطة الكيلومترية 47+400 ضمن مشروع الطريق الوطني رقم 71 الرابط بين بلديتي عين الحمام و ذراع الميزان على مستوى ولاية تيزي وزو بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاث اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة الى تقييم الجهود الخارجية العرضية والطولية، في الأخير قمنا بتصميم ودراسة البنية التحتية النمذجة كانت بالاستعانة ببرنامج روبوت، ورسم الهياكل بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد والتسليح بإستعمال برنامج روبو اكسبار 2010 و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا

الكلمات المفتاحية: جسر، الإجهاد المسبق، الروافد ، البنية التحتية

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc n°10 - PK 47+400 qui sera construit dans le cadre du projet d'une voie express reliant Ain El Hammam-Draa El Mizan, où traverse un oued.

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, Nous sommes adressés par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on les a prédimensionné pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la première variante « Pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension » pour une étude détaillée. En outre, on a défini les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et les surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a abordé le chapitre du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : la précontrainte et les équipements. Enfin, le dernier chapitre a été consacré pour la conception et l'étude de l'infrastructure (Pile et culée). La modélisation est faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections avec le logiciel Autocad et le ferrailage à l'aide de logiciel robot expert 2010.

Mots clés : viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure

Abstract

The purpose of this work is the design and study of viaduct n°10 - PK 47+400, which will be constructed as part of the expressway project connecting Ain El Hammam to Draa El Mizan, where it crosses a wadi.

We began our work by presenting the project. We then proceeded to the general design, in which we proposed three different variants that we pre-dimensioned to choose the most suitable one. We opted for the first variant, "Bridge with post-tensioned precast concrete beams," for a detailed study. Furthermore, we specified the characteristics of the materials used in the calculations and evaluated the various loads and overloads applied to the structure. Next, we addressed the chapter on the deck, covering several aspects: prestressing and equipment. Finally, the last chapter was dedicated to the design and study of the infrastructure (pile and abutment). The modeling was done using Robot Structural software, the section drawings with Autocad, and the reinforcement with Robot Expert 2010 software.

Keywords: viaduct, prestressing, beams, infrastructure

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I PRÉSENTATION DU PROJET	2
I.1 INTRODUCTION	2
I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.2.1 Situation de l'ouvrage	2
I.2.2 Données fonctionnelles.....	2
I.2.2.1 Tracé en plan.....	3
I.2.2.2 Profile en long	3
I.2.2.3 Profile en travers.....	3
I.2.3 Données naturelles	4
I.2.3.1 Données géotechniques	4
I.2.3.2 Données climatiques.....	4
I.3 OBJECTIF DU PROJET	5
I.4 CONCLUSION	5
CHAPITRE II CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT	6
II.1 INTRODUCTION	6
II.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	6
II.2.1 VARIANTE 01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint (VIPP)	6
II.2.1.1 Présentation générale de la variante	6
II.2.1.2 Avantages et inconvénients	7
II.2.1.3 Conception de la variante	7
II.2.2 VARIANTE 02 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoises)	10
II.2.2.1 Présentation générale de la variante	10
II.2.2.2 Avantages et inconvénients	10
II.2.2.3 Conception de la variante	11
II.2.3 VARIANTE 03 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place	15
II.2.3.1 Présentation générale de la variante	15
II.2.3.2 Les avantages et les inconvénients.....	15
II.2.3.3 Schéma statique	16
II.2.3.4 Schéma transversale	16
II.2.3.5 Découpage des voussoirs.....	16
II.2.3.6 Prédimensionnement de voussoir	18
II.3 ANALYSE MULTICRITERE.....	19
II.3.1 L'exécution : (/6 points).....	19
II.3.2 L'entretien : (/4 points).....	19
II.3.3 L'esthétique : (/5 points)	19
II.4 CONCLUSION.....	20
CHAPITRE III HYPOTHÈSES DE CALCUL	21
III.1 INTRODUCTION	21
III.2 BÉTON.....	21
III.2.1 La résistance caractéristique à la compression	21

III.2.2	La résistance caractéristique à la traction.....	21
III.2.3	Contraintes admissibles à la compression	21
III.2.4	Déformation longitudinale du béton.....	22
III.2.4.1	Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h)	22
III.2.4.2	Module de déformation différée (longue durée)	22
III.3	LES ACIERS	22
III.3.1	Les armatures passives	23
III.3.1.1	Contrainte limite de traction σ_s	23
III.3.2	Les armatures actives	24
III.4	CONCLUSION	24
CHAPITRE IV	CHARGES ET SURCHARGES	25
IV.1	INTRODUCTION	25
IV.2	CHARGES PERMANENTES.....	25
IV.2.1	Poids de la poutre.....	25
IV.2.2	Poids de la dalle.....	25
IV.3	CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANENTES	25
IV.4	CALCUL DES SURCHARGES.....	26
□	Classe de pont	26
□	Nombre de voies	26
IV.4.1	Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II)	26
IV.4.1.1	Système de charge A	26
IV.4.1.2	Surcharge sur trottoirs	27
IV.4.1.3	Système de charge B	27
IV.4.1.4	Système de charge militaire Mc 120	30
IV.4.1.5	Système de charge exceptionnelle D240.....	31
IV.5	EFFORT DE FREINAGE.....	31
CHAPITRE V	DIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	32
V.1	INTRODUCTION	32
V.2	ÉVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	32
V.2.1	Modélisation	32
V.2.2	Résultats.....	32
V.3	ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES.....	33
V.3.1	Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service	33
V.3.2	Détermination du nombre de câbles.....	34
V.3.3	Pré-vérification des contraintes	35
V.3.4	Position des câbles	35
V.3.5	Tracé des câbles	36
V.3.6	Evaluation des pertes de la précontrainte	38
V.3.7	Vérification des contraintes normales	39
V.3.7.1	Sections de vérification	39
V.3.7.2	Effort de précontrainte.....	40
V.3.7.3	Justification des contraintes normales	40
V.3.8	Vérification des contraintes tangentiels	41
V.3.8.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	41
V.3.8.2	Vérification de l'effort tranchant vis -à-vis de l'ELU	42

V4 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES	43
V4.1 Armatures passives des zones tendues.....	43
V4.2 Armatures de peau.....	43
V5 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE.....	44
V6 ÉTUDE DE L'HOUDIS	45
V6.1 Principe de ferrailage.....	45
V6.2 Évaluation des efforts	45
V6.3 Ferrailage de la dalle	46
V7 CONCLUSION	47
CHAPITRE VI ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT.....	48
VI.1 INTRODUCTION.....	48
VI.2 APPAREIL D'APPUI	48
VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui	48
VI.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui.....	49
VI.3 ÉTUDE SISMIQUE	49
VI.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	49
VI.3.2 Analyse monomodale spectrale.....	50
VI.3.3 Calcul sismique.....	51
VI.3.3.1 Composante longitudinale	51
VI.3.3.2 Composante transversale	54
VI.3.3.3 Composante verticale.....	55
VI.3.4 Combinaison des composantes de l'action sismiques	56
VI.3.5 Calcul des efforts dus à la variation linéaire	56
VI.3.6 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	57
VI.3.6.1 Résistance à la compression	57
VI.3.6.2 Stabilité au flambement	57
VI.3.6.3 Limitation de la distorsion	58
VI.3.6.4 Condition de non-glissement	58
VI.4 DES D'APPUIS	59
VI.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis	59
VI.4.2 Ferrailage des dés d'appuis	59
VI.5 JOINT DE CHAUSSEE	60
VI.5.1 Calcul de souffle	60
VI.5.2 Type de joint.....	60
VI.6 CONCLUSION	61
CHAPITRE VII ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	62
VII.1 INTRODUCTION	62
VII.2 ÉTUDE DE LA PILE.....	62
VII.2.1 Introduction	62
VII.2.2 Conception de la pile.....	62
VII.2.3 Implantation et hauteurs des piles.....	63
VII.2.4 Étude du chevre	64
VII.2.4.1 Ferrailage du chevre à la flexion	64
VII.2.4.2 Ferrailage du chevre à la torsion	65
Évaluation de moment de torsion	66

VII.2.5 Étude des fûts.....	67
VII.2.5.1 Évaluations des efforts	67
VII.2.5.2 Combinaisons des charges.....	67
VII.2.5.3 Vérification du flambement.....	68
VII.2.5.4 Ferrailages	69
VII.2.6 Étude de la semelle	70
VII.2.6.1 Condition de non-renversement	70
VII.2.6.2 Ferrailage de la semelle	70
VII.2.7 Phénomène d'affouillement	72
VII.3 ÉTUDE DE LA CULÉE.....	73
VII.3.1 Conception des culées	73
VII.3.1.1 Choix de type de culée	73
VII.3.1.2 Éléments constituant une culée remblayée	73
VII.3.1.3 Prédimensionnement de la culée	73
VII.3.2 Évaluation des efforts agissant sur les culées.....	74
VII.3.2.1 Calcul du coefficient de poussée	74
VII.3.2.2 Combinaisons de charges	76
VII.3.3 Évaluation des charges sismiques permanente	77
VII.3.3.1 Évaluation des charges sismiques due à la poussée des terres	77
VII.3.3.2 Évaluation des charges sismiques due au tablier.....	78
VII.3.3.3 Combinaison des actions	78
VII.3.4 Ferrailage des éléments de la culée	79
VII.3.4.1 Mur-Garde-grève.....	79
VII.3.4.2 Étude de mur en retour	80
VII.3.4.3 Dalle de transition	82
VII.3.4.4 Mur frontal	82
VII.3.4.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition	83
VII.4 CONCLUSION.....	84
CONCLUSION GÉNÉRALE	85
BIBLIOGRAPHIE	85

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

FIGURE I-1 : LOCALISATION APPROXIMATIVE DE L'ASSIETTE DU PROJET (EXTRAIT DE GOOGLE EARTH).....	2
FIGURE I-2 : TRACE EN PLAN DU PONT	3
FIGURE I-3 : PROFIL EN LONG DU PONT	3
FIGURE I-4 : PROFIL EN TRAVERS.....	3
FIGURE I-5 : CARTE DU ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/APRES ADDENDA	5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

FIGURE II-1 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES (VIPP).....	6
FIGURE II-2 : PROFIL EN LONG	7
FIGURE II-3 : SECTIONS DES POUTRES (EN CM).....	9
FIGURE II-4 : SECTION TRANSVERSALE (EN M).....	9
FIGURE II-5 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE A ENTRETOISE).....	10
FIGURE II-6 : PROFIL EN LONG	11
FIGURE II-7 : PROFIL EN TRAVERS D'UN BIPOUTRES A ENTRETOISE	11
FIGURE II-8 : POUTRE PRINCIPALE.....	13
FIGURE II-9 : COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ET SUR CULEE	14
FIGURE II-10 : ENTRETOISE.....	14
FIGURE II-11 : PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAIT	15
FIGURE II-12 : PROFIL EN LONG.....	16
FIGURE II-13 : COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE	16
FIGURE II-14 : NOTATIONS DES DIMENSIONS.....	17
FIGURE II-15 : COUPE TRANSVERSALE DE VC/VSP	17
FIGURE II-16 : VARIATION DE LA HAUTEUR DU TABLIER DANS LA TRAVÉE CENTRALE.....	18

CHAPITRE III : HYPOTHÈSES DE CALCUL

FIGURE III-1 : DIAGRAMME CONTRAINTE - DEFORMATION DE L'ACIER.....	23
---	----

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

FIGURE IV-1 : SYSTEME BC	27
FIGURE IV-2 : SYSTEME BR.....	28
FIGURE IV-3 : SYSTEME BT	29
FIGURE IV-4 : SYSTEME Mc 120	30
FIGURE IV-5 : SYSTEME D240.....	31

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

FIGURE V-1 : MODELE DE CALCUL DE LA PARTIE POUTRE	32
---	----

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU II-1: PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRECONTRAINTES	8
TABLEAU II-2 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES SELON SETRA	12
TABLEAU II-3 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSOIRS	17
TABLEAU II-4 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC	18
TABLEAU II-5 : ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES.....	20

CHAPITRE III : HYPOTHÈSES DE CALCUL

TABLEAU III-1 : LES DIFFERENTES VALEURS DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION A L'ELU ET L'ELS	22
---	----

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

TABLEAU IV-1 : CALCUL DU POIDS DE LA POUTRE	25
TABLEAU IV-2 : RECAPITULATIF DU CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES	25
TABLEAU IV-3 : COEFFICIENTS A1.....	26
TABLEAU IV-4 : VALEURS DE V0	26
TABLEAU IV-5 : VALEURS DE A(L).....	26
TABLEAU IV-6 : VALEURS DE BC.....	27
TABLEAU IV-7 : CHARGE PAR ESSIEU D'UN CAMION BC	28
TABLEAU IV-8 : CHARGE PAR ESSIEU D'UN CAMION BR	28
TABLEAU IV-9 : VALEURS DE BT	29
TABLEAU IV-10 : CHARGE BT PAR NOMBRE DE TANDEM.....	29
TABLEAU IV-11 : CHARGE MC 120 PAR NOMBRE DE CONVOIS	30
TABLEAU IV-12 : L'EFFORT DE FREINAGE F(KN) DE SYSTEME A POUR LE TABLIER POUTRES.....	31

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

TABLEAU V-1 : DONNEES GEOMETRIQUES ET MECANQUES ET RESULTATS DE LOGICIEL.....	34
TABLEAU V-2 : RESULTATS DE VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	35
TABLEAU V-3 : POSITION DES CABLES	36
TABLEAU V-4 : CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE DES POUTRES.	37
TABLEAU V-5 : VALEURS DES PERTES DUES AUX FROTTEMENTS.....	38
TABLEAU V-6 : VALEURS DES PERTES PAR REcul D'ANCRAGE	38
TABLEAU V-7 : CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE VERIFICATION	40
TABLEAU V-8 : CARACTERISTIQUES DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION	40
TABLEAU V-9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR CHAQUE PHASE	41
TABLEAU V-10 : FERRAILLAGE DE LA DALLE (ARMATURE TRANSVERSALE).	46
TABLEAU V-11 : FERRAILLAGE DE LA DALLE (ARMATURE LONGITUDINALE).	46

CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

TABLEAU VI-1 : RAIDEURS DES FUTS	51
TABLEAU VI-2 : RAIDEURS LONGITUDINALES DES PILES	51
TABLEAU VI-3 : RAIDEURS LONGITUDINALES DES CULEES	52
TABLEAU VI-4 : DISTRIBUTION DES FORCES SISMQUES LONGITUDINALES SUR CHAQUE APPUI.....	53
TABLEAU VI-5 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DU CALCUL	54
TABLEAU VI-6 : COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMQUE.....	56
TABLEAU VI-7 : APPLICATION NUMERIQUE.....	57
TABLEAU VI-8 : EFFORTS	58

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

TABLEAU VII-1 : IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES	63
TABLEAU VII-2 : EVALUATION DES EFFORTS (SUR FUTS)	67
TABLEAU VII-3 : COMBINAISONS A L'ELS	67
TABLEAU VII-4 : COMBINAISONS A L'ELU	68
TABLEAU VII-5 : VALEURS DES CHARGES	71
TABLEAU VII-6 : CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE POSSIBLES.....	75
TABLEAU VII-7 : EFFORTS AGISSANT SUR LA CULEE.....	75
TABLEAU VII-8 : EFFORTS DUS AU TABLIER	76
TABLEAU VII-9 : COMBINAISONS A L'ELS.....	76
TABLEAU VII-10 : COMBINAISONS A L'ELU	77
TABLEAU VII-11 : SOLLICITATIONS MAXIMALES A L'ELS ET L'ELU.....	77
TABLEAU VII-12 : EVALUATION DES CHARGES SISMQUES.....	77
TABLEAU VII-13 : VALEURS EXTREMES DE LA POUSSEE DYNAMIQUE	77
TABLEAU VII-14 : LES EFFORTS SISMQUE TOTALE DE LA CULEE	78
TABLEAU VII-15 : EFFORT SISMQUE DU TABLIER AGISSANT SUR LA CULEE	78
TABLEAU VII-16 : SOMME DES EFFORTS SISMQUES DU TABLIER ET DE LA CULEE.....	78
TABLEAU VII-17 : SOMME DES EFFORTS PERMANENTS DE LA CULEE AVEC LES EXTREMES DU TABLIER.....	78
TABLEAU VII-18 : COMBINAISON D' ACTIONS AU PIED DE LA CULEE (ELA).....	79
TABLEAU VII-19 : COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS POUR LA DALLE DE TRANSITION.....	82

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
9T15 : 9 Torons de 15 mm de diamètre

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Avec les progrès technologiques et les capacités de réalisation en constante augmentation, ainsi qu'une demande croissante en matière de moyens de communication, la construction de ponts et d'autres structures architecturales connaît actuellement un essor. La planification d'un projet de pont nécessite une compréhension approfondie des divers types des éléments structuraux, ainsi qu'une maîtrise des principes fondamentaux de leur dimensionnement et des différentes méthodes de construction employées. Il est impératif de tenir compte de toutes les données naturelles et fonctionnelles liées au site, ainsi que de la finalité de l'ouvrage, inscrit dans un contexte plus vaste d'équipement collectif

En général, l'appellation "pont" englobe toute structure permettant à une voie de circulation de traverser un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon la situation, on peut faire la distinction entre différents types tels que le pont routier, le pont ferroviaire et le pont-canal.

La sélection des options envisagées pour la structure doit résulter de la conception réfléchie de l'ingénieur, impliquant une analyse approfondie du comportement optimal de la future construction. Cette analyse englobe divers aspects tels que l'optimisation des portées et des moments induits, les propositions de sections transversales, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les dimensions du site à franchir, ainsi que la nature du sol de support et les aspects hydrologiques. Ces paramètres cruciaux, qui incluent des considérations économiques, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation, servent de base à la prise de décision. Tout cela doit être réalisé en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles mentionnées précédemment.

Sous le terme de ponts à poutres (un des types des ponts), on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appuis étant verticales ou quasi verticales.

Ce mémoire de fin d'études vise à élaborer la conception et à effectuer l'analyse d'une structure d'art, plus précisément un viaduc composé de poutres préfabriquées en béton précontraint. Cette structure est localisée au point kilométrique PK 47+400 du projet de réalisation d'une voie express reliant Ain El Hammam-Draa El Mizan située dans la wilaya de Tizi-Ouzou, avec une longueur d'environ 280.8 mètres.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

Pour répondre de manière efficace aux besoins de franchissement et de service, la conception d'un pont doit remplir les exigences fonctionnelles, les considérations environnementales intégrant le contexte, tout en tenant compte des spécifications du maître d'ouvrage.

I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1 Situation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un pont qui présente la liaison autoroutière d'une voie express reliant Ain El Hammam-Draa El Mizan au niveau de la commune d'YATAFENE à la wilaya de TIZI OUZOU.

Le projet possède les caractéristiques suivantes :

- Plan d'ensemble : PK 47+400
- Longueur totale : 280.8 m
- Largeur du tablier : 10.2m
- Pente : 0.8 %
- Nombre des voies : 2

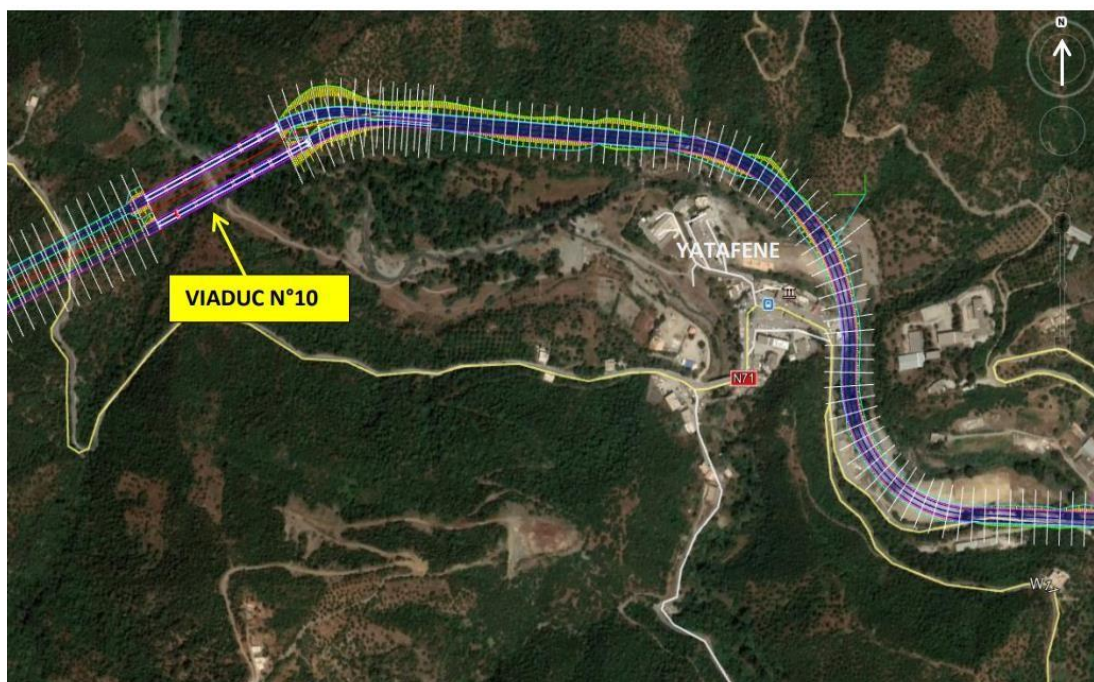


Figure I-1 : Localisation approximative de l'assiette du projet (extrait de Google Earth).

I.2.2 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles regroupent toutes les caractéristiques nécessaires pour assurer les fonctions de franchissement.

I.2.2.1 Tracé en plan

Est la projection verticale d'une route sur un plan horizontal, notre tracé est caractérisé par une ligne droite d'une longueur de 280 m.

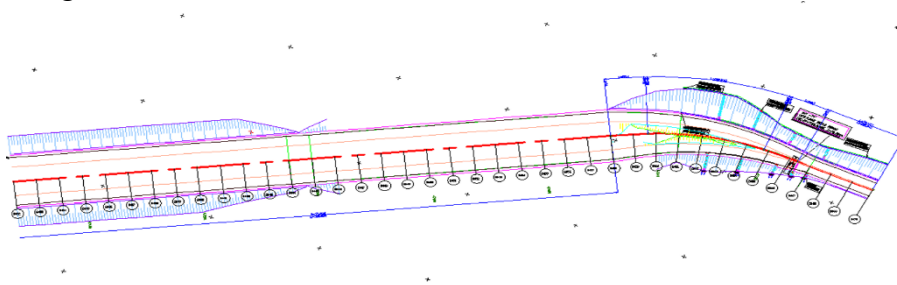


Figure I-2 : tracé en plan du pont

I.2.2.2 Profil en long :

Qui permet de caractériser la pente de cours d'eau ou plus généralement le talweg d'écoulement. La distance la plus élevée entre le niveau de la voie et le point le plus bas de la vallée est d'environ 40 mètres et un alignement droit de pente à 0.8 %.



Figure I-3 : profil en long du pont

I.2.2.3 Profil en travers :

Permet de détailler la structure et la géométrie d'une voirie dans le sens transversal avec un largeur de 10.2 m comprend deux voies de circulation de 3,2 m de largeur et une bande d'arrêt d'urgence de 2 m, et nous avons deux trottoirs de 0.6 m et 1,2 m

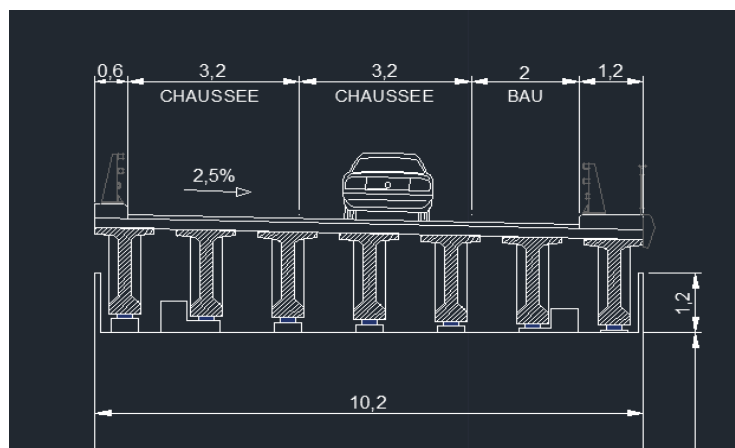
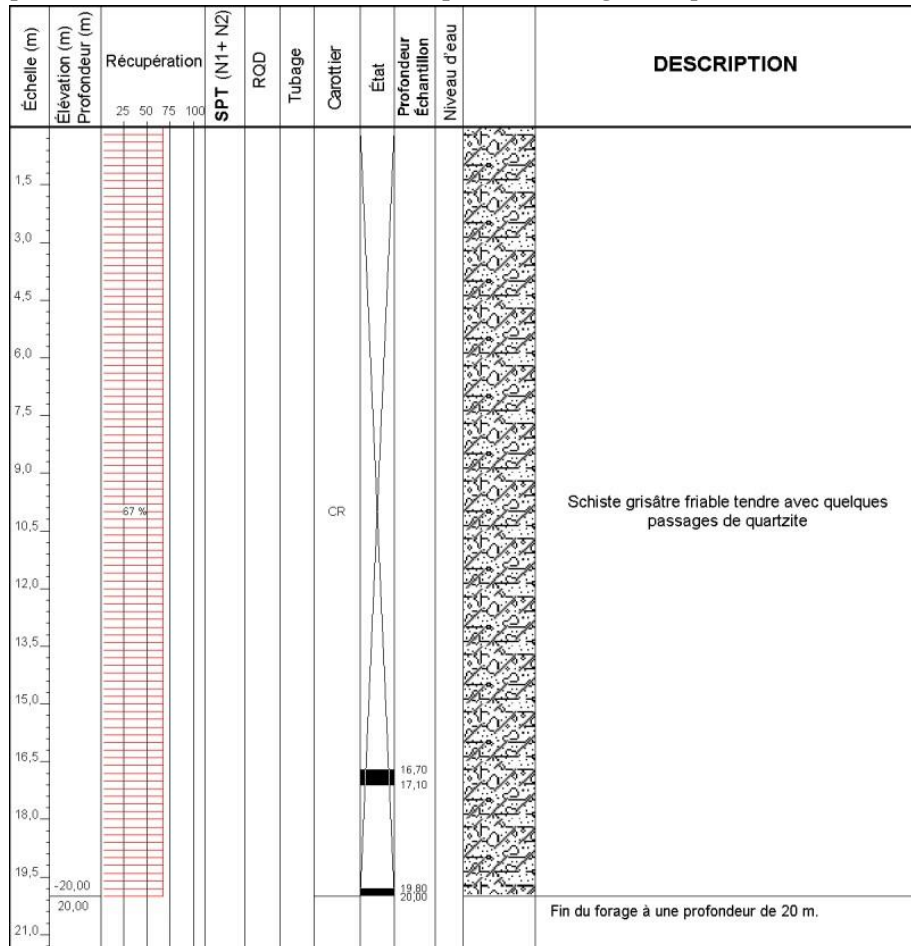


Figure I-4 : profil en travers

I.2.3 Données naturelles

I.2.3.1 Données géotechniques :

La reconnaissance du sol prévu pour recevoir l'ouvrage d'arts situé dans la commune d'YATAFENE à la wilaya de TIZI OUZOU au droit du PK 47+400 du futur tracé, a montré que la lithologie des sols est dominée par des formations schisteuses grisâtre friable tendre avec quelques passages de quartzite par ailleurs qu'au niveau du lit d'oued on note la présence des grès en profondeur.



Exemple d'un sondage carotté

I.2.3.2 Données climatiques :

- **La charge thermique :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui, notre région caractérisée par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

- Tizi-Ouzou, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

- **Le vent :**

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

- **Aperçu hydrologique :**

Le site est traversé par l'Oued actif, générant un ruissellement et divisant le site en deux zones.

Ce cours d'eau s'écoule d'Est en Ouest, probablement desservant plusieurs mini bassins versants.

CHAPITRE I : Présentation du projet

• Zone sismique :

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de TIZI OUZOU et plus exactement dans la région d'YATAFENE. Cette région est classée par le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) en Zone **II.a** (Sismicité moyenne). De plus, et toujours d'après le RPOA, le pont est classé comme pont important.

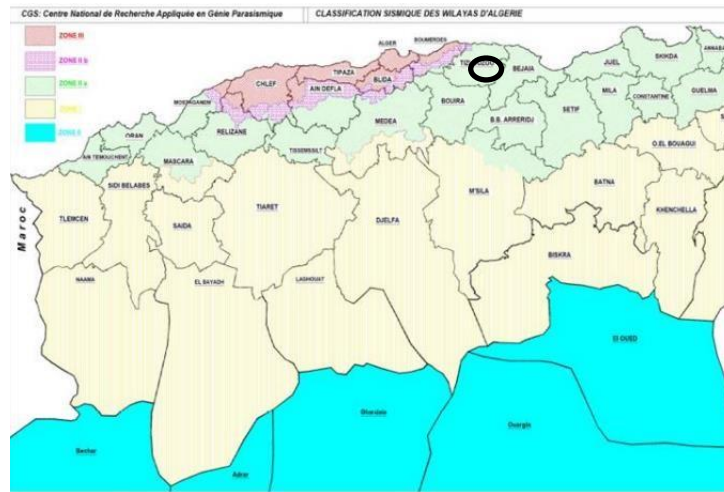


Figure I-5 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National – RPA99/Après Addenda

I.3 OBJECTIF DU PROJET

L'objectif principal de notre projet de fin d'études est de franchir l'obstacle envisagé en réalisant la construction du pont. Cela implique :

- ✓ Permettre aux gens de traverser au-dessus d'obstacles tels que les rivières, les vallées et les routes.
- ✓ Relier des endroits éloignés pour faciliter les déplacements des personnes, des véhicules et des biens.
- ✓ Assurer la sécurité en construisant de structure robuste capable de supporter les charges et de fournir une traversée sûre.
- ✓ Construire un pont qui dure longtemps en résistant aux intempéries et à la corrosion, et qui nécessite peu d'entretien.
- ✓ Améliorer la fluidité du trafic en réduisant les temps de trajet, les coûts et les impacts environnementaux.
- ✓ Contribuer à l'embellissement du paysage en concevant une structure qui s'intègre harmonieusement à son environnement.
- ✓ Suivez les règles et normes établies pour garantir que les ponts sont sûrs et conformes aux normes.

I.4 CONCLUSION

Collecter les données concernant l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) ainsi que sur le site d'implantation constitue une étape essentielle préalable à l'étude d'un pont. Cette synthèse préliminaire s'appuie en partie sur les documents fournis par l'organisme S.E.T.S.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET

PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, nous avons entrepris l'exploration d'une conception appropriée en prenant en considération les paramètres techniques, esthétiques... Par la suite, une variante sera sélectionnée via une évaluation multicritère en vue d'une étude plus approfondie.

II.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Une fois toutes les informations concernant le projet collectées, l'ingénieur recherche les options techniques envisageables tout en évaluant leur coût et leur esthétique architecturale. Afin de parvenir à la meilleure décision, qui répond à la fois aux critères techniques, financiers et esthétiques, il est nécessaire de maîtriser pleinement les différentes solutions disponibles, avec leurs contraintes, leurs limitations et leurs implications financières.

II.2.1 VARIANTE 01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint (VIPP) :

II.2.1.1 Présentation générale de la variante

Les ponts à poutres précontraintes sont les plus courants et les plus simples dans le domaine des ouvrages d'art, en raison de leurs nombreux avantages et de leur attrait économique.

Le tablier est composé de travées indépendantes, chacune formée par un ensemble de poutres préfabriquées, la précontrainte joue un rôle essentiel en supportant le poids propre de la poutre à l'aide des armatures par post tension.



Figure II-1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP)

II.2.1.2 Avantages et inconvénients

❖ Les Avantages :

- Simplification et accélération des processus d'exécution, ce qui réduit à la fois les délais et les coûts.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées dans le béton précontraint sont plus économiques, à force égale, que les aciers utilisés dans le béton armé.
- Capacité à franchir des portées plus importantes par rapport aux ouvrages en béton armé.
- Moindre nécessité d'entretien.

❖ Les inconvénients :

- La nécessité de produire du béton plus résistant, notamment avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre la tension des câbles avant de pouvoir retirer les coffrages.
- Le besoin de personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles, ainsi que pour la mise en tension de ces câbles.
- Difficulté d'adaptation aux franchissements biaisés et aux courbes.
- Construction de plusieurs piles avec hauteurs importantes.

II.2.1.3 Conception de la variante

➤ Conception longitudinale

Notre ouvrage s'étend sur une distance de 280,8 mètres, ce qui a conduit à la proposition de 8 travées isostatiques de 35,1 mètres.

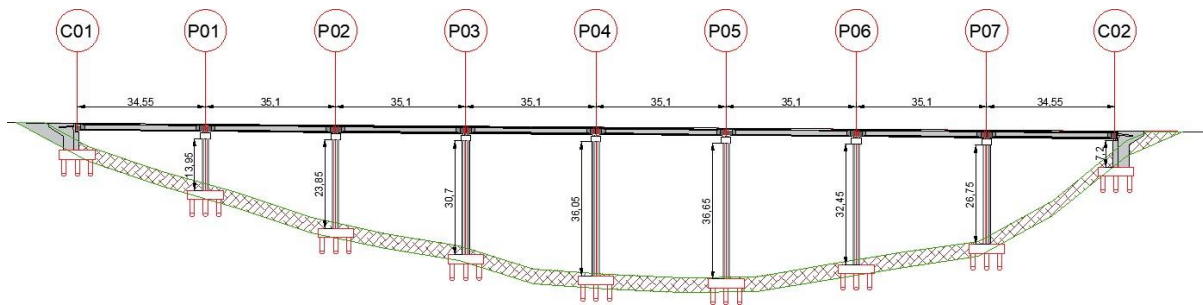


Figure II-2 : Profil en long

➤ Conception transversale :

D'après le guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (SETRA-VIPP), pour une travée entre 30 m à 50 m, le prédimensionnement sera comme suit :

Tableau II-1: prédimensionnement des poutres précontraintes

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	1,95 m
Epaisseur de la dalle	$0,2 \leq e \leq 0,3$ m	0,20 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1,75 m
Entraxe des poutres	$1.40 < \lambda < 2.00$ m	1,52 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$ La : largeur du tablier	7
Largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.10 m
Epaisseur de la table de compression	$12 \leq e_1 \leq 15$ cm	12 cm
Largeur du talon	$60 \leq L_t \leq 90$ cm	60 cm
Epaisseur du talon	$10 \leq E_t \leq 20$ cm	20 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée	$22 \leq b_0 \leq 25$ cm	25 cm
Epaisseur de l'âme en zone d'about	$b_0 = L_t$	60 cm
Gousset de la table de compression	$e_1 \rightarrow 1/15 \leq \tan \alpha \leq 1/10$	$\tan \alpha = 1/10$
	$e_2 \rightarrow 45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
Gousset du talon	$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha = 45^\circ$



Figure II-3 : sections des poutres (en cm)

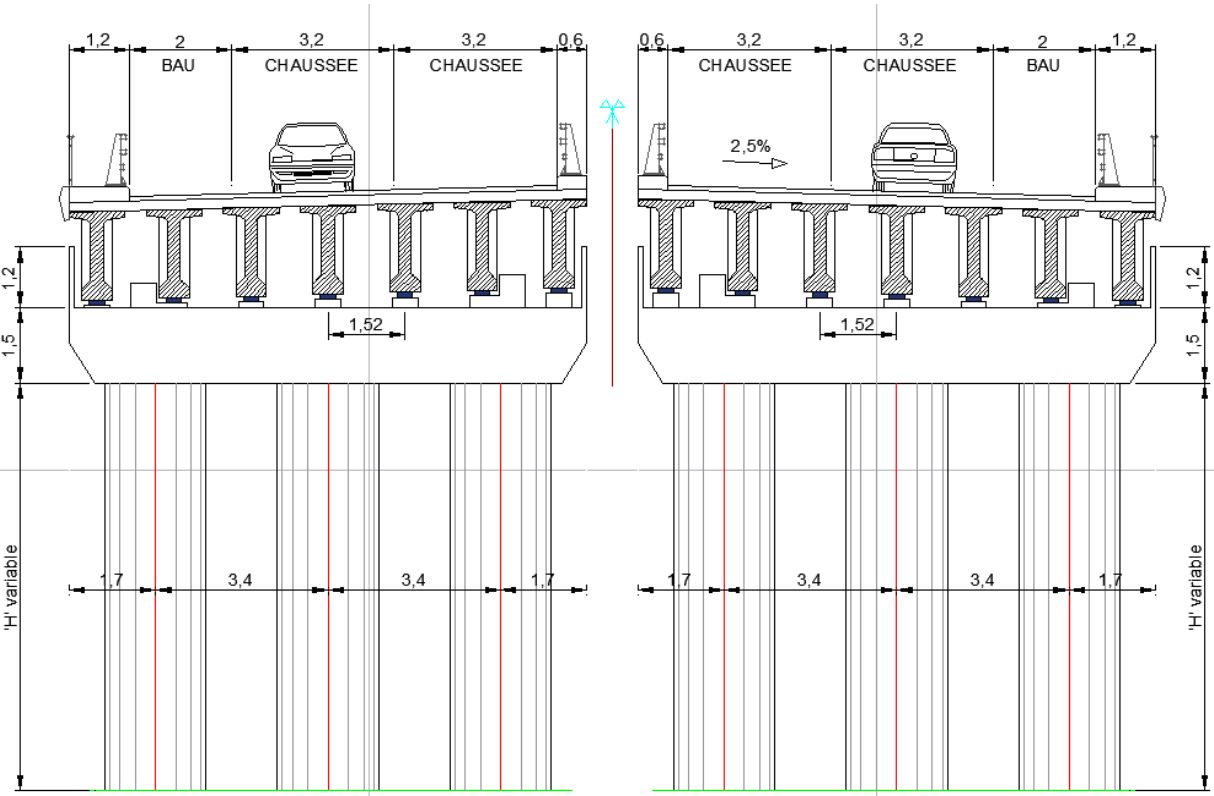


Figure II-4 : section transversale (en m)

II.2.2 VARIANTE 02 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoises)

II.2.2.1 Présentation générale de la variante

La plupart des ouvrages mixtes à poutres sont constituées de bipoutres avec des entretoises. Le tablier est formé d'une dalle en béton armé, avec deux poutres principales en charpente métallique attachées à la dalle, reliées entre elles par des poutres secondaires appelées « entretoises ».



Figure II-5 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoises)

II.2.2.2 Avantages et inconvénients

❖ Les Avantages :

- Résistance et durabilité accrues grâce à la combinaison de matériaux comme le béton armé et l'acier.
- Flexibilité de conception permettant d'adapter la structure aux besoins spécifiques du projet et aux contraintes du site.
- Rapidité de construction grâce à l'utilisation d'éléments préfabriqués et à une combinaison efficace des matériaux.
- Économies de coûts en exploitant les avantages économiques de chaque matériau.
- Matériau acier 100 % recyclable.

❖ Les inconvénients :

- Complexité de conception et d'exécution, nécessitant une expertise technique et une coordination approfondie.
- Sensibilité aux variations thermiques pouvant entraîner des mouvements différentiels entre les matériaux.
- Nécessité d'un entretien régulier pour assurer la durabilité à long terme.
- Risque de corrosion galvanique en raison de la combinaison de différents matériaux métalliques.
- La nécessité des soudeurs qualifiés.

II.2.2.3 Conception de la variante

➤ Conception longitudinale :

En suivant les recommandations du livre de conception de Jean-Armand CALGARO ainsi que du document SETRA, nous avons élaboré une proposition pour un pont mixte bipoutre à hauteur constant pour ce projet. Le rapport entre la portée des travées de rive et la portée des travées principales est compris entre 0,6m et 0,8m.

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 271 mètres linéaires. Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives : 60 m chacune.
- Deux (2) travées principales : 75 m chacune.

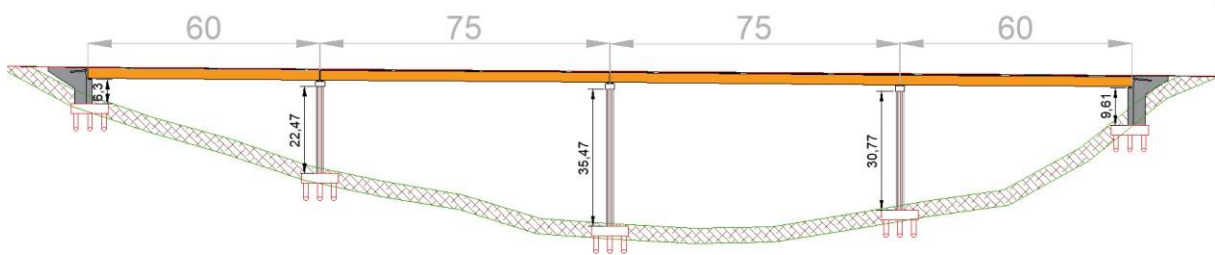


Figure II-6 : Profil en long

➤ Conception transversale :

Pour optimiser la conception du tablier une solution consiste à utiliser un tablier soutenu par deux poutres longitudinales, reliées entre elles par des entretoises tous les 8 mètres.

Les deux poutres principales seront espacées de 5.6 mètres, avec un débord de 2.3 mètres de chaque côté. La figure ci-dessous présente un schéma général du profil en travers pour un pont bipoutre avec entretoises.

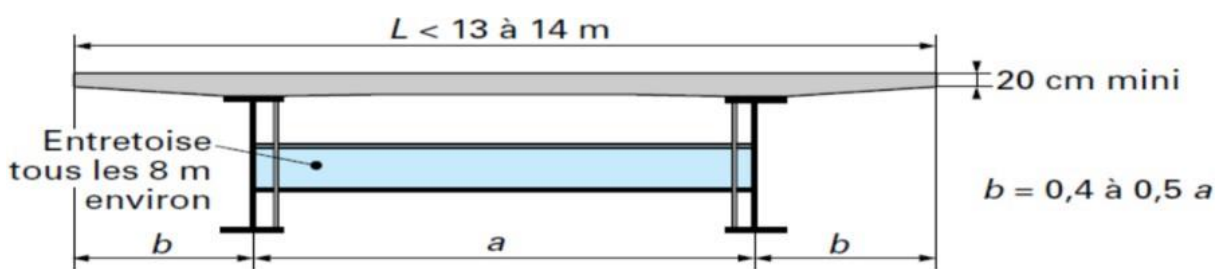


Figure II-7 : Profil en travers d'un pont bipoutre à entretoises

➤ Conception des Poutres principales :

La poutre est en forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S 355 N**. Son Pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon SETRA

ELEMENT		Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de poutre		$\text{Max}(\frac{X}{28} \cdot (\frac{LT}{12})^{0.45}, 0.4 + \frac{X}{35})$	2.54 m
Entraxe des poutres		$L=0.55LT$ LT= largeur totale	5.60 m
Largeur des semelles	Inferieur	$B_{\text{inf}} = (0.25 + \frac{X}{125} + \frac{LT}{40})(0.92 + \frac{LT}{150})$	1.09 m
	Supérieur	$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.1$	0.99 m
Épaisseur de la Dale	Au droit des poutres principales	$0.13 + \frac{LT-L}{26}$	0.31 m
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.23 m
Epaisseur de semelle supérieur		$25\text{mm} \ll \text{es} \ll 150\text{mm}$	40 mm
Epaisseur de semelle inférieur		$25\text{mm} \ll \text{es} \ll 150\text{mm}$	40 mm
Epaisseur d'âme		$14\text{mm} \ll \text{ea} \ll 35 \text{ mm}$	30 mm
Tonnage de charpente		$63 + 0.9 X^{1.2} (1.34 - \frac{LT}{40}) + 0.25 X$ en kg/m ² du tablier	255.43 kg/m ²

Suite aux résultats du tableau précédent, la section choisie est simplifiée selon le schéma suivant :

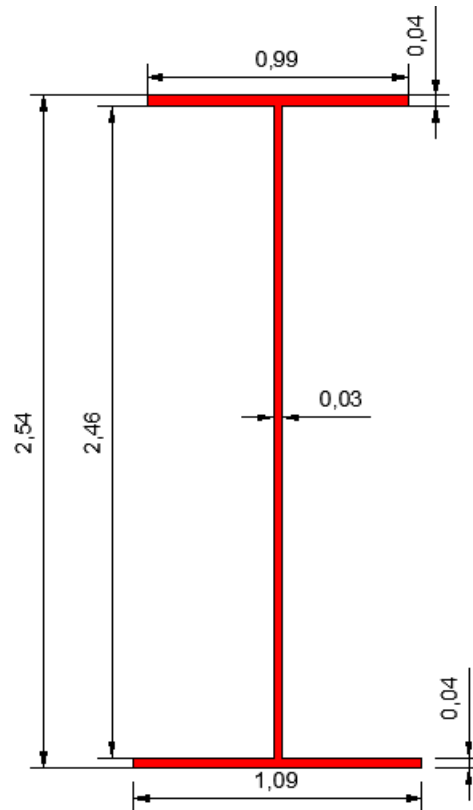


Figure II-8 : Poutre principale

➤ **Conception des entretoises :**

La liaison transversale des poutres est garantie par des entretoises positionnées à mi-hauteur des poutres principales et fixées sur des montants pour former un portique qui contrarie le basculement des poutres pendant les phases de montage et d'exploitation.

D'après les recommandations de SETRA, nous disposons d'une gamme d'options de l'IPE500 à l'IPE700. Après avoir consulté des ouvrages existants, nous avons choisi un IPE600 avec un espacement de 8 mètres, la section choisie est simplifiée selon le schéma suivant :

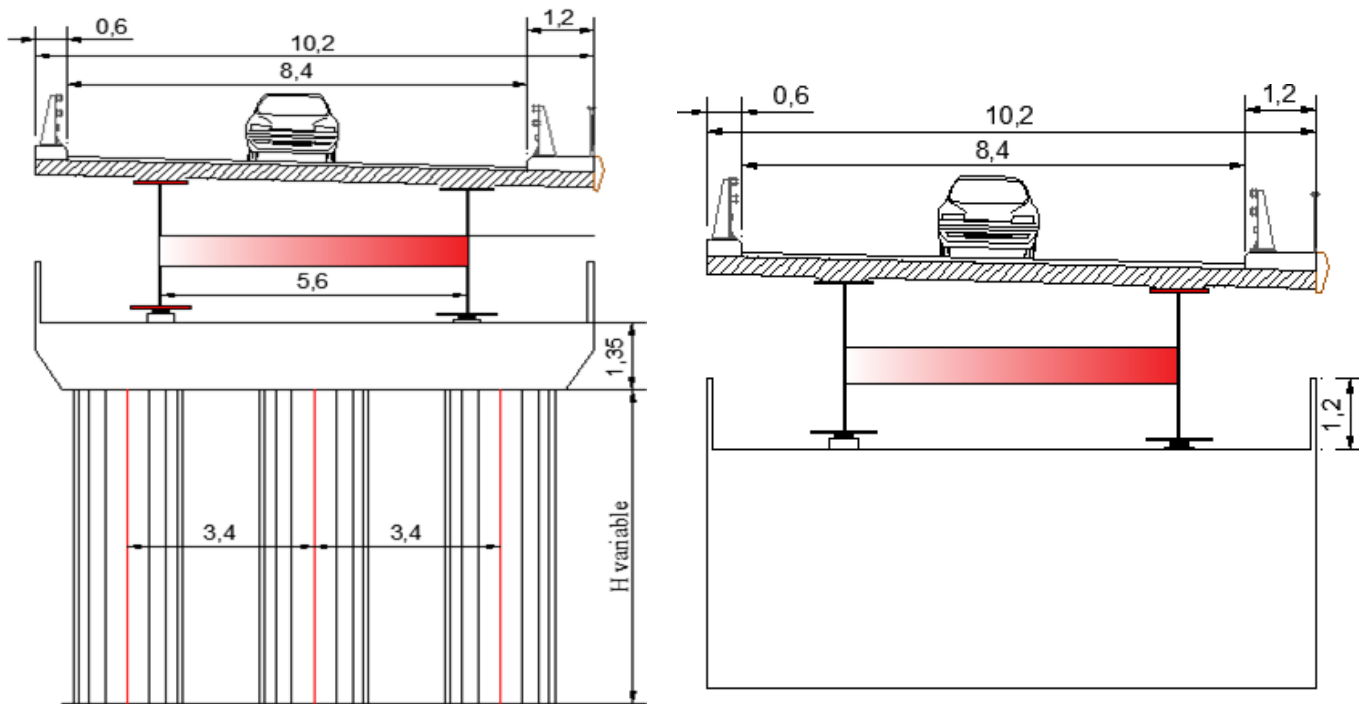


Figure II-9 : Coupe transversale sur pile et sur culée

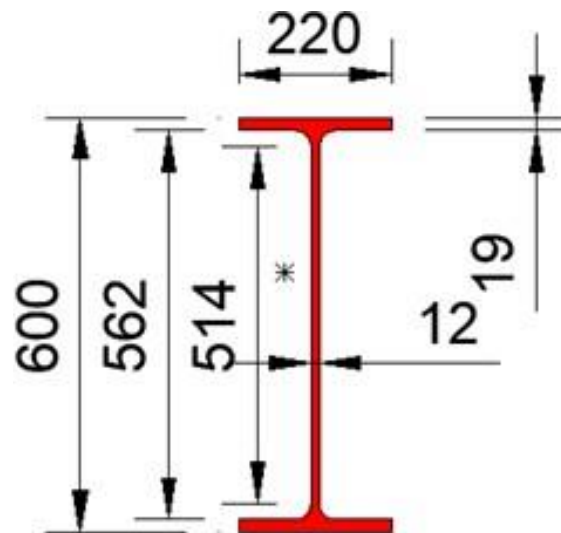


Figure II-10 : Entretoise

II.2.3 VARIANTE 03 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place

II.2.3.1 Présentation générale de la variante

Ce procédé de construction implique la réalisation principale du tablier d'un pont sans utiliser de cintres ou d'échafaudages au sol. Il repose sur la progression par tronçons successifs appelés "voussoirs", chacun étant construit en porte-à-faux par rapport à celui qui le précède. Après la construction d'un voussoir, les câbles de précontrainte fixés à ses extrémités sont tendus, permettant ainsi de les presser contre les voussoirs précédents pour former une console autoportante qui peut servir de support pour les étapes suivantes.



Figure II-11 : Pont voussoir en béton précontraint

II.2.3.2 Les avantages et les inconvénients

➤ **Les avantages :**

- La construction des tabliers se réalise principalement sans contact avec le sol sur la majeure partie de la longueur, ce qui rend possible la construction au-dessus de rivières sujettes à de fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou profondes.
- L'utilisation des entretoises de 3 à 4 mètres de longueur permet une bonne absorption des mouvements des coffrages du tablier, même lorsque les travées sont peu nombreuses ou de longueurs variées. Dans le cas des voussoirs préfabriqués, la petite taille de ces éléments permet également de réduire le poids des éléments à installer, ce qui contribue à réduire les coûts d'équipement.
- La durée d'utilisation (et l'entretien) est prolongée grâce à cette méthode de construction.
- Cette méthode permet la réalisation d'ouvrages présentant une grande diversité de géométries.

➤ **Les inconvénients :**

- Le poids est un aspect crucial, nécessitant un tablier relativement épais.
- La réalisation de cette méthode demande une main-d'œuvre qualifiée, en particulier pour la mise en tension des câbles de précontrainte.
- L'entretien peut être difficile après des dommages majeurs, comme ceux causés par un séisme.
- Les phénomènes de fluage du béton et de relaxation des aciers sont à prendre en compte.

II.2.3.3 Schéma statique

On propose pour cette variante à projeter un pont vousoir de hauteur variable avec une travée principales de 124 m et deux travées de rive de 74.4 m (60% de la travée principale), donc la longueur totale du pont égale à 272.8 m.

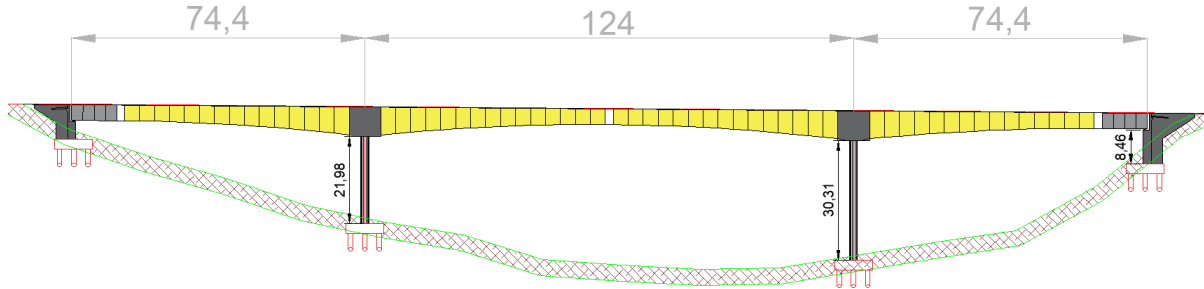


Figure II-12 : Profil en long

II.2.3.4 Schéma transversale

Le tablier est constitué d'un ensemble des caissons de hauteur variable en béton précontrainte.

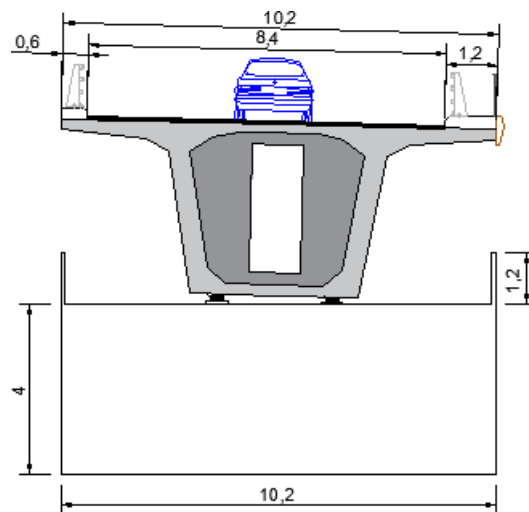


Figure II-13 : Coupe transversale sur culée

II.2.3.5 Découpage des voussoirs

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

Tableau II-3 : Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ration usuel	Valeur retenu	Partie à hauteur	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	au moins 8m.	8 m	Constante	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2 m	Constante	3
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	3.8 m	Variable	$15 \times 2 \times 2 = 60$
Partie coulée sur cintre	/	2.85 m	Constante	$4 \times 2 = 8$

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 73$.

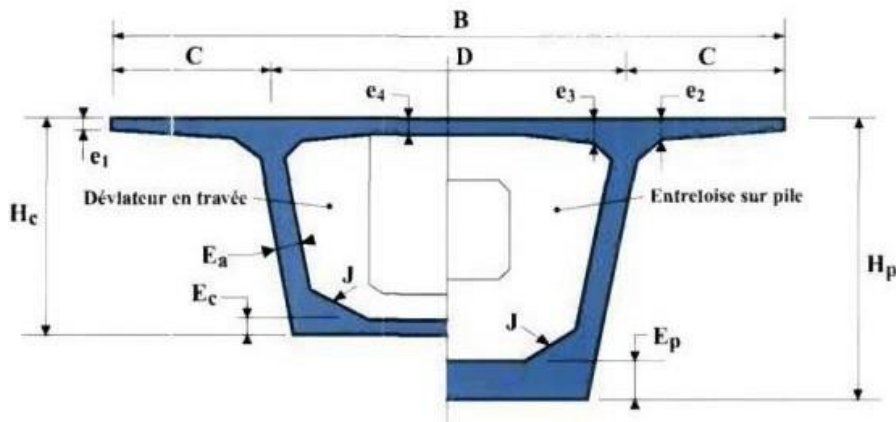


Figure II-14 : Notations des dimensions.

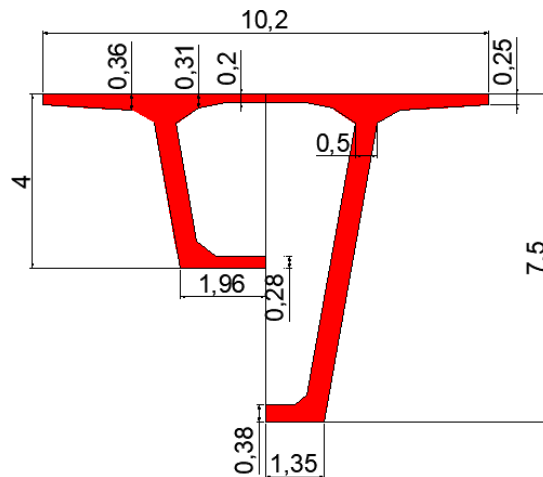


Figure II-15 : Coupe transversale de VC/VSP

II.2.3.6 Prédimensionnement de voussoir

Son Pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous selon le guide SETRA :

Tableau II-4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	10.2 m
Largeur d'encorbellement		$C=B/4$	2.55 m
Entraxe des âmes		$D=B-2C$	5.1 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
	e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	36 cm
	e3	$e3 = 10 + D/25$ avec ($e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$)	31 cm
	e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	20 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10 %
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	40°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$H[x]=h_0+[h_1-h_0][2x/l]^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$L/h_1=14+L/45$	7.5 m
	Sur clef	$L/h_0=19+L/7$	4 m
Epaisseur de l'âme		$E_{amin}=L/275 + 1.25 \cdot B/L$ $E_a \geq 26 + L/500$	50 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	38 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	28 cm

Dans les travées centrales, la hauteur totale du caisson varie paraboliquement suivant la loi :

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \cdot (2x / l)^2$$

Considérée avec les notations dans cette figure ci-dessous

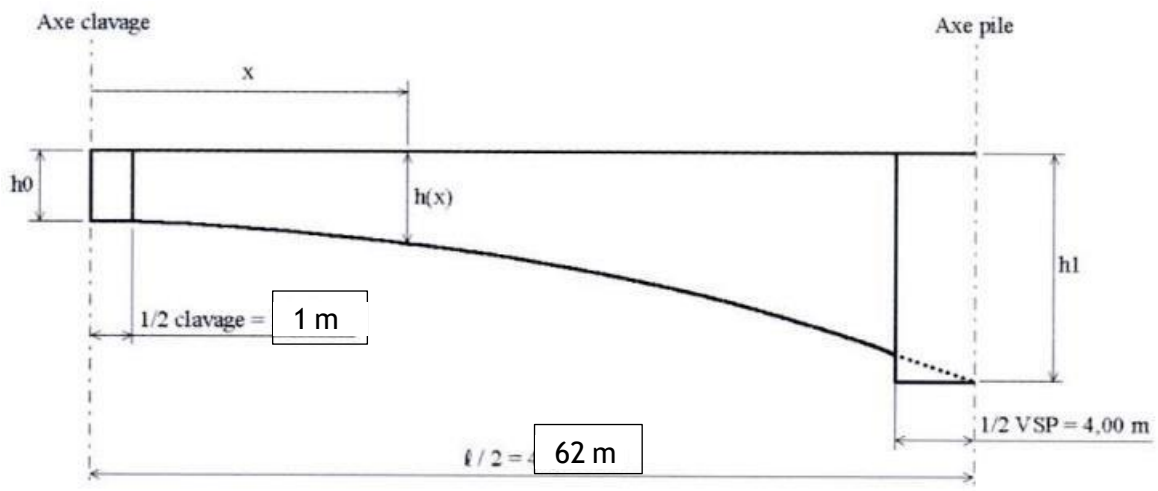


Figure II-16 : Variation de la hauteur du tablier dans la travée centrale

II.3 ANALYSE MULTICRITERE

L'utilisation d'une analyse multicritère s'avère être un instrument essentiel dans le processus de prise de décision, permettant d'évaluer les différentes variantes en se basant sur des critères préétablis. Les trois variantes seront comparées en prenant en considération des aspects, tels que l'esthétique, l'entretien, les aspects techniques de mise en œuvre, ainsi que les délais de réalisation.

II.3.1 L'exécution : (/6 points)

➤ **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT (post tension) :**

La construction d'un pont à poutres ne requiert pas d'investissements massifs, à l'exception de la préfabrication des poutres dans des moules spéciaux, ainsi que de leur transport et de leur installation.

➤ **PONT MIXTE (Bi poutres) :**

Dans notre projet, l'utilisation de bipoutres a simplifié la pose des poutres, mais cela a également nécessité un contrôle et une précision de fabrication à la fois en usine et sur le site.

➤ **PONT EN BETON PRECONTRAIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :**

La construction d'un pont en béton précontraint par encorbellements successifs nécessite des ressources importantes, notamment un équipement mobile pour couler les voussoirs sur place et surtout assurer la stabilité du fléau.

II.3.2 L'entretien : (/4 points)

➤ **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT (post tension) :**

L'entretien de ce type de pont ne concerne principalement que les équipements, notamment le vérinage du tablier pour le remplacement des appareils d'appui, et en cas de déplacement des poutres en raison des vibrations causées par le passage des voitures .

➤ **PONT MIXTE (bi poutres) :**

Le principal défi des ponts mixtes réside dans l'entretien régulier pour prévenir la corrosion atmosphérique. Cependant, ce problème a été résolu grâce à l'utilisation de peintures de protection spécifiquement conçues pour résister à l'oxydation.

➤ **PONT EN BETON PRECONTRAIT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :**

L'entretien n'est généralement pas nécessaire pour ce type, à l'exception des équipements.

II.3.3 L'esthétique : (/5 points)

Les deux premières options présentent une forme relativement naturelle qui s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage. En revanche, la variante du **pont en béton précontraint par encorbellements successifs** offre une esthétique bien plus marquée, ajoutant ainsi une beauté à l'espace et favorisant le développement de son environnement.

Remarque : La troisième variante, celle du pont à voussoirs, est la plus coûteuse. En revanche, la variante du pont à poutres est la moins coûteuse.

Tableau II-5 : Analyse multicritère des variantes

CRITERE	VARIANTE1	VARIANTE 2	VARIANTE 3
Exécution	5/6	6/6	3/6
Esthétique	3/5	3/5	4/5
Entretien	3/4	1/4	3/4
Note total	11/15	10/15	10/15

II.4 CONCLUSION

D'un point de vue global, l'analyse multicritère suggère que la variante favorable serait le pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), car elle satisfait aux exigences naturelles et économiques du projet.

CHAPITRE III HYPOTHÈSES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

L'analyse d'un pont dépend fréquemment du choix des matériaux de construction. Cette section expose les divers matériaux employés dans la construction de cette structure ainsi que leurs propriétés distinctives.

III.2 BÉTON

La caractérisation du béton repose sur sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.2.1 La résistance caractéristique à la compression

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

$$f_{cj} = j / (4.76 + 0.83j) \cdot f_{c28} \text{ si } j < 28$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa ou } 27 \text{ MPa si } j \geq 28$$

Avec :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ Pour le béton de la superstructure et 27 MPa Pour le béton de l'infrastructure.

III.2.2 La résistance caractéristique à la traction

Concernant la résistance à la traction, on dispose de la formule suivante donnée par le **BAEL (art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99)**:

Avec:

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

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa. Pour le béton de la superstructure.}$$

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

III.2.3 Contraintes admissibles à la compression

- à ELU $f_{bu} = (0.85 \times f_{cj}) / (\theta \times \gamma_b)$ (MPa)
- à l'ELS $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ En construction. Et $f_{bc} = 0.5 \times f_{c28}$ En services

Le coefficient θ est établi à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée dépasse 24 heures.
- **0.9** lorsqu'elle se situe entre 1 heure et 24 heures.
- **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Le coefficient γ_b est un facteur de réduction de résistance, et ses valeurs sont les suivantes :

1,5 : En situation durable ou transitoire

1.15 : En situation accidentelle

Tableau III-1 : Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU et L'ELS

Etat	Contrainte limite		Superstructure F _{c28} = 35 MPA	Infrastructure F _{c28} = 27 MPA
ELU	f _{bu} (MPa)	γ _b = 1.5	19.83	15.30
		γ _b = 1.15	25.87	19.96
ELS	f _{bc} (MPa)	En construction	21	16.20

III.2.4 Déformation longitudinale du béton

Nous prenons en compte un module de déformation longitudinale pour le béton "E", défini conformément aux règles B.A.E.L de la manière suivante :

III.2.4.1 Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h)

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

- ❖ Pour $f_{cj} = f_{c28}$
- $E_{ij} = 35\,981.73$ MPa ; pour la superstructure,
- $E_{ij} = 33\,000$ MPa ; pour l'infrastructure,

III.2.4.2 Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{vj} = E_{ij}/3 = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

- ❖ Pour $f_{cj} = f_{c28}$
- $E_{vj} = 12\,102.95$ MPa ; pour la superstructure,
- $E_{vj} = 11\,100$ MPa ; pour l'infrastructure,
- ❖ **Coefficient de poisson :**

Il est rappelé que le coefficient de Poisson représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

- $\nu = 0,20$: pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0,00$: pour un béton fissuré. (E.L.U).

III.3 LES ACIERS

Les structures en béton précontraint font appel à deux catégories d'acier :

- **Les armatures actives** : Ils génèrent et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- **Les armatures passives** : Ils absorbent les efforts tranchants et réduisent la formation de fissures.

III.3.1 Les armatures passives

Les armatures passives présentent des caractéristiques similaires à celles utilisées dans le béton armé.

- **La limite d'élasticité**

Dans notre projet, les armatures passives employées sont des barres d'armature de haute adhérence (HA) de grade FeE500, ce qui équivaut à une limite d'élasticité f_e de 500 MPa.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module de déformation longitudinale de l'acier, noté E_s .

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

III.3.1.1 Contrainte limite de traction σ_s

- **Calcul à l'ELS :**

Cas de fissuration peu nuisible	→	Pas de limitation de la contrainte
Cas de fissuration préjudiciable	→	$\sigma_s = \text{Max}(f_e/2 ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$
Cas de fissuration très préjudiciable	→	$\sigma_s = \text{Max}(2f_e/5 ; 88\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$

Le coefficient η représente un paramètre de fissuration, avec les valeurs suivantes

$\eta = 1.00$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses et 1.60 Pour les aciers à haute adhérence

- **Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Le coefficient γ_s est un facteur de sécurité, avec les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable ou transitoire et 1.00 en situation accidentelle.

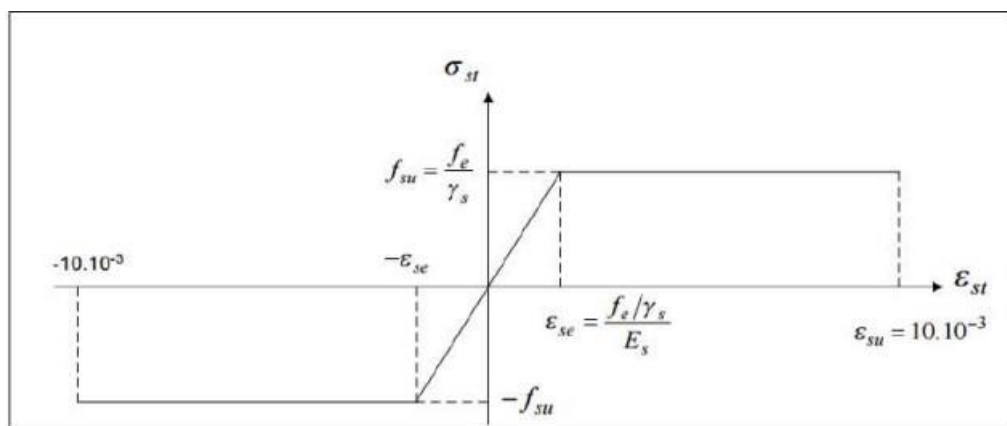


Figure III-1 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier

III.3.2 Les armatures actives

Les armatures actives se réfèrent à des éléments en acier de haute résistance spécifiquement employés dans la construction de structures en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

La force de précontrainte initiale est déterminée à l'aide de la formule ci-dessous :

$$P_0 = \min (0, 8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

f_{prg} : La résistance à la rupture garantie de l'acier précontraint.

f_{peg} : La limite élastique de l'acier précontraint.

Tableau III-2 : Caractéristiques des câbles de précontraintes.

Caractéristique	Indice	Valeur
Toron	T	T15s
Section d'un toron	A_p [mm ²]	150
Nombre de toron par câble	nT	9
Section de câble	S [mm ²]	1 350
Diamètre de la gaine	Φ [mm]	80
Résistance ultime	f_{prg} [MPa]	1 860
Limite élastique	f_{peg} [MPa]	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{p0} [MPa]	1 488
Coefficient de frottement droit	Φ [m ⁻¹]	0.002
Coefficient de frottement de courbure	f [rd ⁻¹]	0.18
Module d'élasticité	E_p [MPa]	190 000
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	ρ (%)	2.5

III.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, les hypothèses de base et les caractéristiques des matériaux ont été sélectionnées. Elles seront utilisées pour la suite des calculs, notamment pour l'évaluation des charges et surcharges, objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 INTRODUCTION

En raison de la structure tridimensionnelle de l'ouvrage, la répartition des charges dans la structure est calculée à l'aide de méthodes numériques. Tout d'abord, les efforts causés par les charges dans le sens longitudinal sont calculés selon la théorie classique des poutres. Ensuite, la répartition de ces efforts est évaluée transversalement

IV.2 CHARGES PERMANENTES

Inclus le poids de la poutre et le poids de la dalle.

IV.2.1 Poids de la poutre

Tableau IV-1 : Calcul du poids de la poutre

Section	Longueur (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)	Poids (KN)
S. About	3	1.116	3.348	83.7
S. Intermédiaire	2	0.879	1.758	43.94
S. Mi-travée	30	0.664	19.92	498
Poids Total				625.64

$$G_p = 625.65 \text{ KN}$$

IV.2.2 Poids de la dalle

$$G_d = 10.2 \times 25 \times 0.2 \times 35 = 1785 \text{ KN}$$

IV.3 CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANENTES

Tableau IV-2 : Récapitulatif du calcul des charges complémentaires permanentes

Éléments	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/mt)	Poids (KN)
Béton bitumineux	8.4	0.08	24	564.48
Étanchéité	8.4	0.02	15	88.20
Bordures*2	1.8	0.28	25	441
Garde-corps et glissière de sécurité				87.5
Corniche	Surface = 0.1 m²		25	87.5
			Le poids total :	1268.7

$$\text{Le poids total des charges : } G_t = 212.4 \text{ KN/ml}$$

IV.4 CALCUL DES SURCHARGES

❖ Classe de pont

D'après le RCPR, tous les ponts soutenant des chaussées d'une largeur roulable de 7 mètres ou plus sont classés dans la catégorie des ponts de première classe

❖ Nombre de voies

Largeur roulable : $L_r = 8,4 \text{ m}$

Largeur chargeable : $L_c = 8,4 - (0,5 \times 2) = 7,4 \text{ m}$ (une glissière de sécurité de chaque côté)

Le nombre de voies : $N = [L_c/3] = [7,4/3]$ On aura alors deux (2) voies

La largeur de la voie : $L_v = L_c / N = 7,4 / 2 = 3,7 \text{ m}$

IV.4.1 Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II)

IV.4.1.1 Système de charge A

La chaussée supporte une charge uniformément répartie dont l'intensité est égale à :

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

Avec : $A(L) = 2.30 + 360 / (L+12)$ avec L : Portée de la poutre (34 m).

$$A(L) = 10.13 \text{ KN/m}^2$$

(a_1) est calculé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies soumises à charge.

Tableau IV-3 : Coefficients a_1

Nombre de Voies		1	2	3	4	> 5
Classe de Pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Donc $a_1 = 1$

La charge A_1 : max entre « $a_1 A(L)$ » et « $4 - 0.002l$ » Donc $A_1 = 10.13 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV-4 : Valeurs de V_0

Classe de Pont	V_0
Première	3.5 m
Deuxième	3.0 m
Troisième	2.75 m

Avec : $V_0 = 3.5 \text{ m}$ et $V = 3.7 \text{ m}$, et $a_2 = V_0/V$ Donc $a_2 = 0.95$

La charge A_2 :

$$A_2 = a_2 \cdot A_1 \text{ Donc } A_2 = 9.58 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV-5 : Valeurs de $A(l)$

Nombre de voies	a_1	a_2	$A(l)$, $a_1 \cdot a_2$ en (KN/m^2)	Largeur de voie (m)	$A(l)$ en (KN/ml)
1	1	0.95	9.58	3.7	35.44
2	1	0.95	9.58	7,4	70.88

IV.4.1.2 Surcharge sur trottoirs

Une charge uniformément répartie de 1.5 KN/m^2 est appliquée sur une largeur de $1,80 \text{ m}$ Pour deux trottoirs chargés.

$$P = 2.70 \text{ t/ml.}$$

IV.4.1.3 Système de charge B

• Système Bc

Conformément au **fascicule 61 titre II**, on positionne **transversalement** sur la chaussée autant de files ou de convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. En revanche, dans le sens **longitudinal**, le nombre de camions par file est limité à deux.

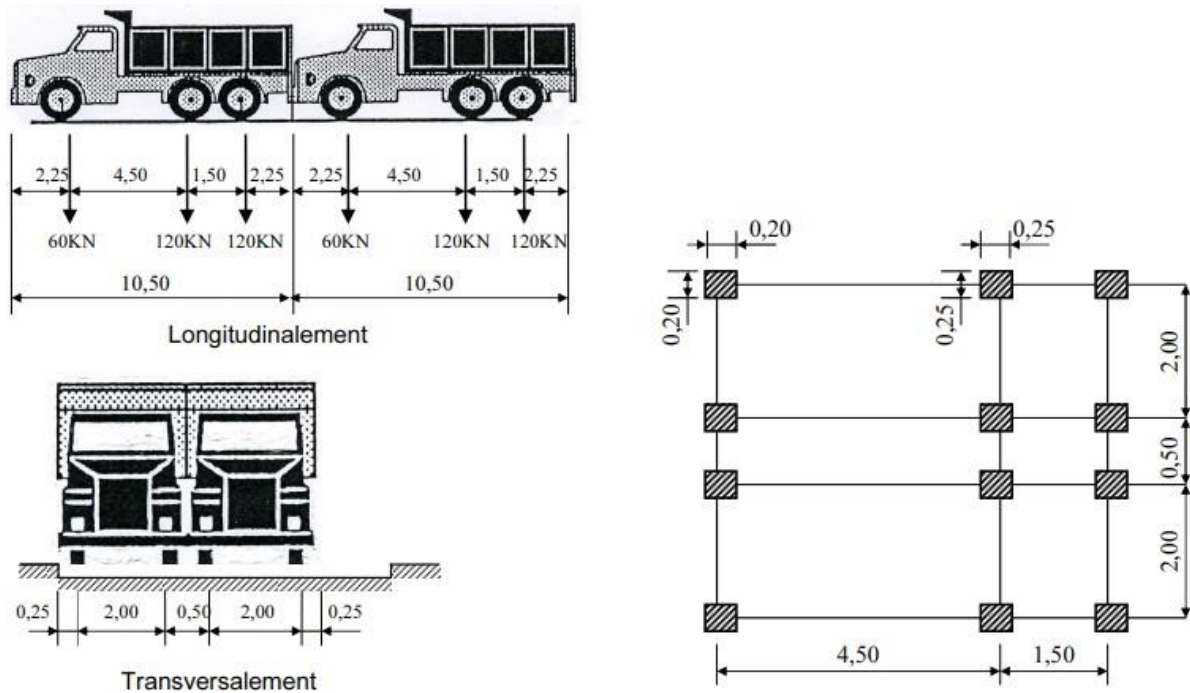


Figure IV-1 : Système Bc

Pour déterminer les coefficients de majoration dynamique et les coefficients b_c , nous avons :

Tableau IV-6 : Valeurs de b_c

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

La charge du système Bc est augmentée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$L = 34 \text{ m}$$

$$G = 7433.2 \text{ KN}$$

$$S = N \times Pc \times bc$$

N : Nombre de camion

Pc : Poids du camion

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Charge par essieu d'un camion Bc

Nb de voies chargées	bc	S (KN)	δ	Charge par essieu (KN)		
1	1.2	720	1.065	EAV	1 x 60 x 1.2 x 1.065	76.68
				EAR	1 x 120 x 1.2 x 1.065	153.36
2	1.1	1320	1.077	EAV	2 x 60 x 1.1 x 1.077	142.16
				EAR	2 x 120 x 1.1 x 1.077	284.33

Avec : EAV : Essieu Avant

EAR : Essieu Arrière

• Système Br

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

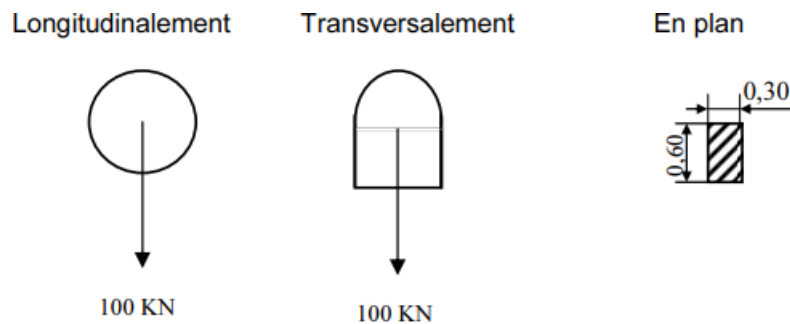


Figure IV-2 : Système Br

La charge du système Br est augmentée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$L = 34 \text{ m}$$

$$G = 7433.2 \text{ KN} \longrightarrow \text{Donc : } \delta = 1,053$$

$$S = 100 \text{ KN}$$

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Charge par essieu d'un camion Br

Désignation	S (KN)	δ	Charge (KN)
Br	100	1.053	105.33

• Système Bt

Pour les ponts à une voie, un seul ensemble tandem est placé sur la chaussée. Pour les ponts soutenant au moins deux voies, un maximum de deux ensembles tandem sont disposés côte à côte sur la chaussée.

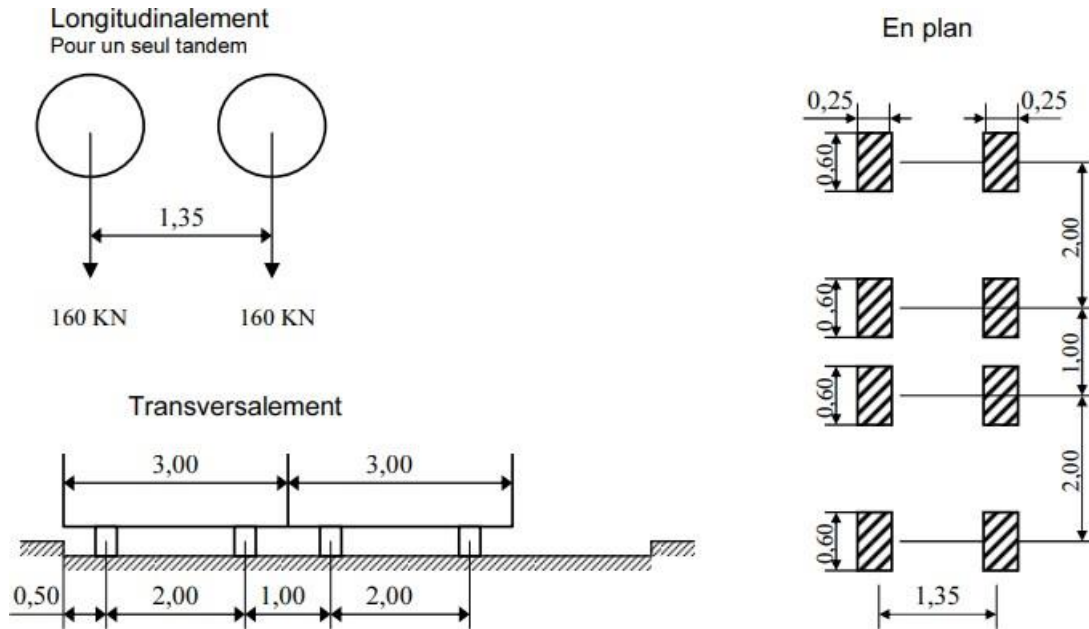


Figure IV-3 : Système Bt

Pour déterminer les coefficients de majoration dynamique et les coefficients bt, nous avons :

Tableau IV-9 : Valeurs de bt

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

La charge du système Bt est augmentée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $L = 34 \text{ m}$

$G = 7433.2 \text{ KN}$

$S = N \times Pc \times bt$

N : Nombre de camion

Pc : Poids du camion

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

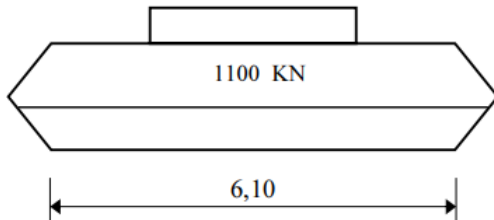
Tableau IV-10 : Charge Bt par nombre de tandem

Nombre de tandem	b_t		S (KN)	
1	1.2	1.059	1.2 x 320	384
2	1.2	1.066	1.2 x 640	768

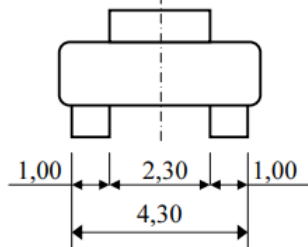
IV.4.1.4 Système de charge militaire Mc 120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m.¹

Longitudinalement



Transversalement



En plan

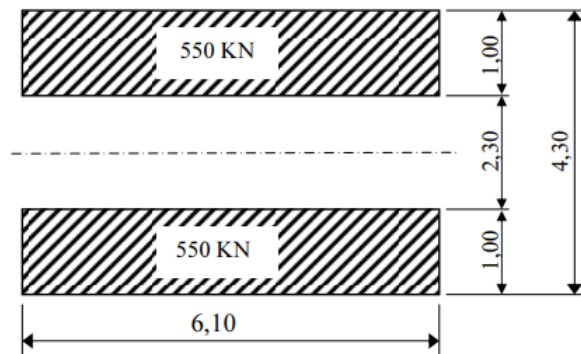


Figure IV-4 : Système Mc 120

La charge du système Mc 120 est augmentée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $L = 34 \text{ m}$

$G = 7433.3 \text{ KN}$ $\longrightarrow$ Donc : $\delta = 1,073$

$S = 1100 \text{ KN}$

Tableau IV-11 : Charge Mc 120 par nombre de convois

Désignation	S (KN)	δ	Charge (KN)
Mc120	1100	1.073	1180.3

¹ Le RCPR

IV.4.1.5 Système de charge exceptionnelle D240

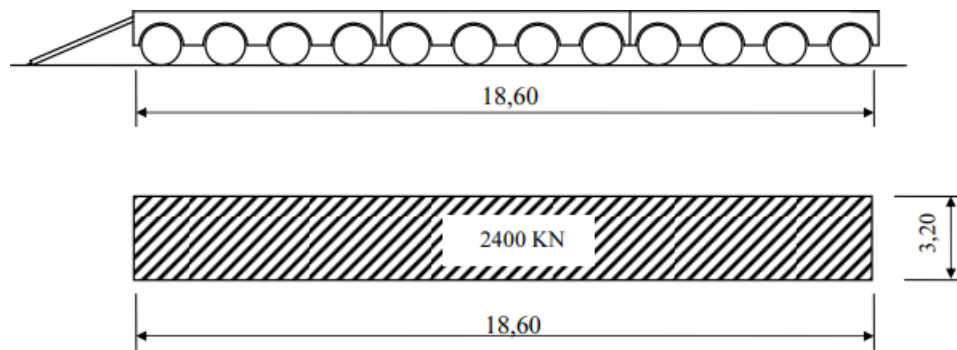


Figure IV-5 : Système D240

Ces charges ne sont pas augmentées par le coefficient de majoration dynamique.

$$D_{240} = \frac{2400}{18.6} \quad \text{D'où : } D_{240} = 129.03 \text{ KN/ml}$$

IV.5 EFFORT DE FREINAGE

Les charges A et Bc peuvent entraîner des forces de freinage, qui sont des forces appliquées à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Selon le **RCPR** :

- L'effort de freinage correspondant à la charge A

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

S : La surface chargée en m^2

A(L) : La charge correspondante en KN/m^2

Tableau IV-12 : L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres.

Nb de voies chargées	A (L)(KN/m ²)	S (m ²)	F (KN)
1	9.58	$3.7 \times 34 = 125.8$	58.95
2	9.58	$7.4 \times 34 = 251.6$	115.42

- Effort de freinage par la charge de système Bc

Nous supposons qu'un seul camion peut freiner par travée, exerçant ainsi une force horizontale de **300 KN**.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va étudier le tablier, et on note que les travées sont indépendantes, donc le dimensionnement sera déterminé à partir de la poutre la plus sollicitée.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section étudiée sont importantes ainsi que les charges à appliquer durant chaque phase parce que le mode de construction basé sur la préfabrication

V.2 ÉVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Les valeurs et positions transversales des charges appliquées, ainsi que leurs combinaisons, sont déterminées conformément aux directives du RCPR.

V.2.1 Modélisation

En utilisant le même principe de modélisation, nous appliquons un double appui sur une ligne d'appuis, tandis que l'autre ligne est simplement appuyée. Les charges seront réparties transversalement entre les 7 poutres à l'aide d'une dalle maillée basée sur des éléments finis.

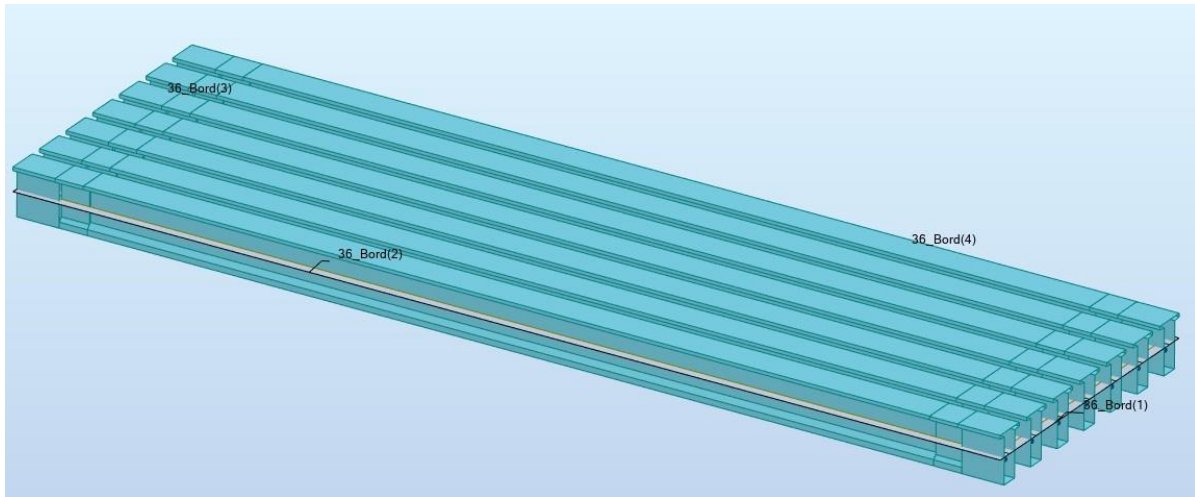


Figure V-1 : Modèle de calcul de la partie poutre.

V.2.2 Résultats

Les valeurs maximales des sollicitations V et M, exprimées en (KN) et en (KN.m), sont présentées dans les diagrammes ci-dessous. Ces valeurs sont obtenues pour les états limites de service et les états limites ultimes, sous le convoi D240.

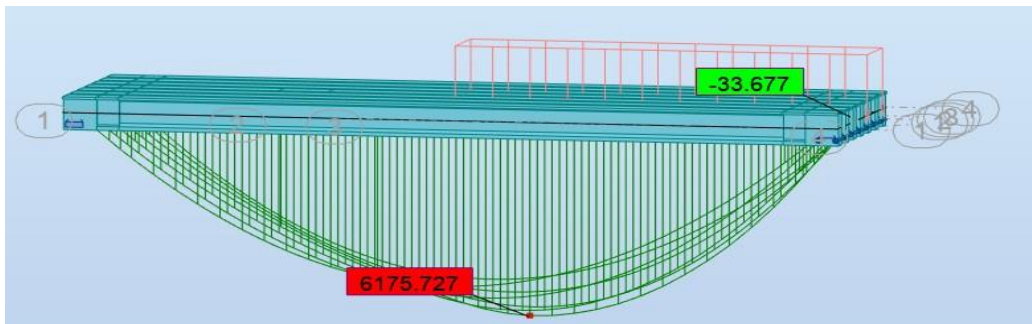


Figure V-2 : Moment maximal à l'ELS.

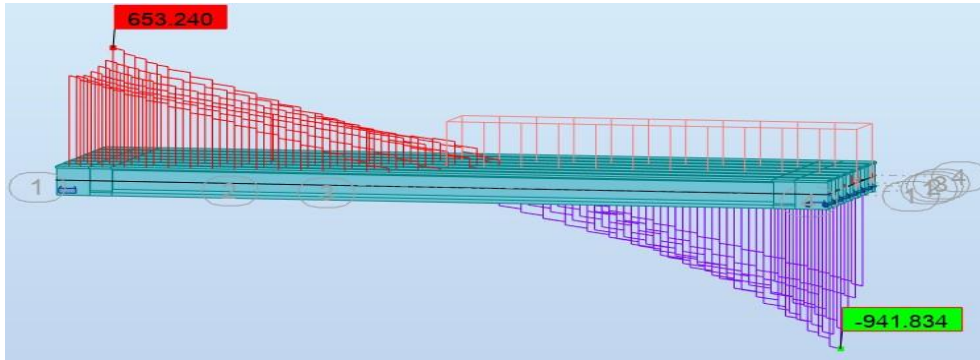


Figure V-3 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

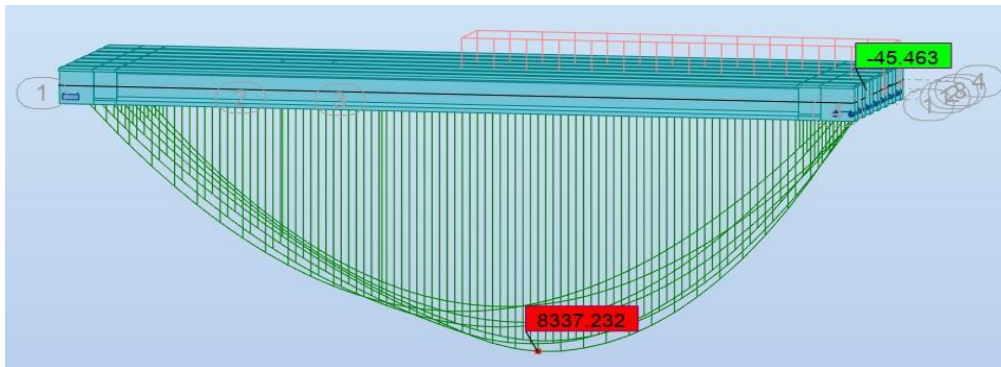


Figure V-4 : Moment maximal à l'ELU.

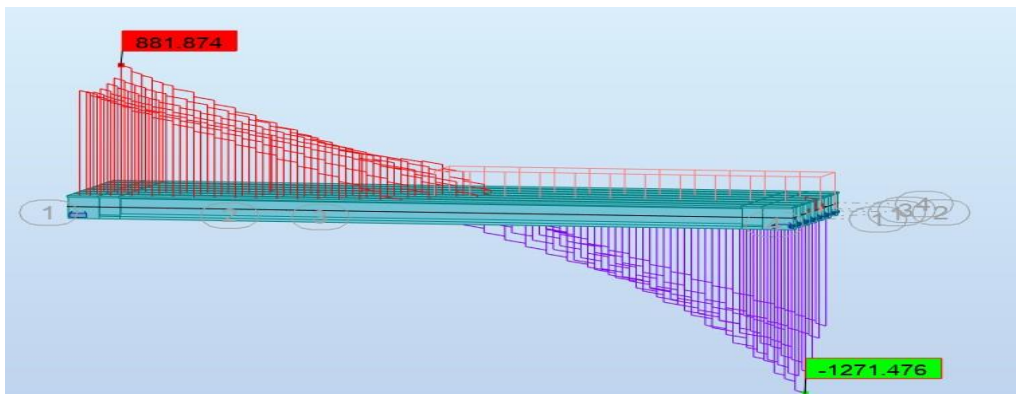


Figure V-5 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

V.3 ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

V.3.1 Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service

La dimension minimale de la précontrainte pour une section de classe II (où les contraintes de traction sont admises mais limitées) est déterminée par :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{T}{V} \sigma_{bt1} + \frac{T}{V} \sigma_{bt2}}{\rho * h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$PII = \frac{MM + \frac{T}{V} \sigma_{bt2}}{V^F + \rho * v - d'}, \text{ section sur critique.}$$

Tableau V-1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Désignation	Valeur
B	L'aire de la section médiane + dalle	0.97 m ²
h	Hauteur de la section médiane + dalle	1.95 m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0.54 m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1.21 m
I	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0.43 m ⁴
ρ	Son rendement géométrique $\rho = I / (B.v.v')$	0.68
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.20 m
M_{gp}	Moment dû au poids propre d'une poutre seule	2.41 MN.m
MM	Valeur maximale du moment	6.18 MN.m
M_m	Valeur minimale du moment	4.59 MN.m
VM	Valeur maximale de l'effort tranchant	0.96 MN
V_m	Valeur minimale de l'effort tranchant	0.49 MN
σ_{bt1}	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	- 4.05 MPa
σ_{bt2}	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	- 2.7 MPa

Application Numérique :

$$P_I = - 1.51 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 3.78 \text{ MN}$$

$$P_I < P_{II} \longrightarrow \text{Section sur-critique.}$$

$$\longrightarrow P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II}) = 3.78 \text{ MN.}$$

V.3.2 Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{\text{min}}}{(1-\Delta P) \times P_0}$$

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble 9T15s peut créer.

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{\text{prg}} \times S) ; (0.9 \times f_{\text{peg}} \times S) \}$$

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

Application Numérique :

$f_{prg} = 1\,860\text{ MPa}$; $f_{peg} = 1\,674\text{ MPa}$; $S = 1\,400\text{ mm}^2 \Rightarrow P_0 = 2.01\text{ MN}$.

$\Delta P = 25\%$ $\Rightarrow n \geq 2.51$

$\Rightarrow$ Donc on opte pour : **$n = 3$ câbles de 9T15s, classe 1 860.**

V.3.3 Pré-vérification des contraintes

Cette vérification est effectuée au milieu de la travée en suivant les quatre phases suivantes :

- ❖ **Phase 1 :** Après avoir coulé le béton de la poutre pendant 7 jours. La mise en tension se fait à 50%. On estime que les pertes sont de 10 %.
- ❖ **Phase 2 :** Une fois 28 jours passés, la mise en tension est à 100 %. On estime que les pertes sont de 10 %.
- ❖ **Phase 3 :** Après avoir coulé la dalle, il convient d'ajouter du poids propre à la dalle. On estime que les pertes sont de 15%.
- ❖ **Phase 4 :** Lorsqu'on est en service, on maximise le moment et on estime que les pertes sont de 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$ et $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Tableau V-2 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} (MPa)	23.18	35	35	35
σ_{bc} (MPa)	13.91	21	21	21
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP (%)	10	10	15	25
B (m ²)	0.66	0.66	0.97	0.97
I (m ⁴)	0.25	0.25	0.43	0.43
v (m)	0.83	0.83	0.54	0.54
v' (m)	0.92	0.92	1.21	1.21
M (MN.m)	2.41	2.41	3.79	6.18
e_0 (m) = v' - d'	0.72	0.72	1.01	1.01
P (MN)	2.71	5,42	5,12	4.52
σ_{sup} (MPa)	5.63	3.25	3.54	6,69
σ_{inf} (MPa)	2.43	13.72	9.17	0.12

Les contraintes sont soigneusement vérifiées au préalable pour les quatre phases.

V.3.4 Position des câbles

Les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum dans la section médiane, la section la plus sollicitée, conformément à l'une des dispositions illustrées dans la figure ci-dessous. La dernière disposition est choisie ; on rassemble deux câbles et on surmonte le troisième.

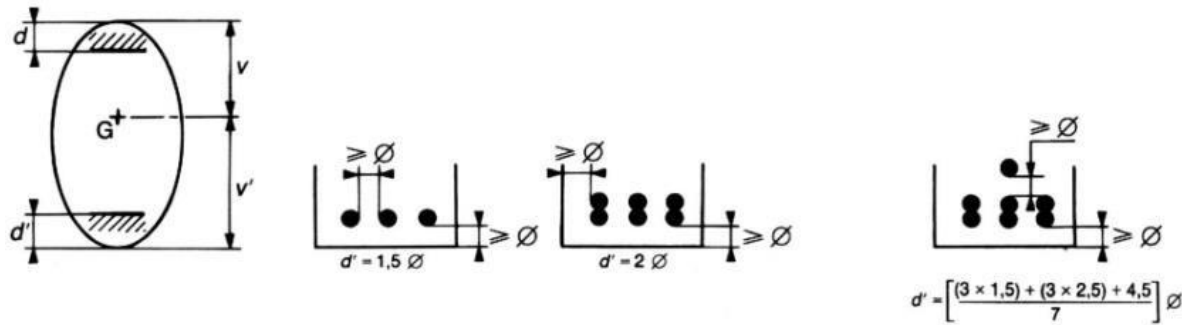


Figure V-6 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

Au bout de la poutre (section d'about), les conditions requises sont respectées en fonction de l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage appropriée pour un câble 9T15 a les dimensions suivantes : $A \times B = 225 \times 185 \text{ mm}^2$, avec un entraxe vertical de :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \longrightarrow a = 336 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 \times a \longrightarrow X \geq 285.6 \text{ mm} \longrightarrow X = 300 \text{ mm}.$$

De préférence, les câbles sont fixés à l'about avec un espacement constant afin de répartir correctement l'effort de précontrainte et de minimiser au maximum les effets de la diffusion. La réaction des forces de précontrainte est également en accord avec le CDG de la section d'about.

Tableau V-3 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	0.72		0,12	
C2	1.02		0.2	
C3	1.32		0.36	

V.3.5 Tracé des câbles

Le plan des câbles est principalement parabolique car les charges permanentes sont généralement réparties de manière uniforme. Il y a des déviations uniquement dans le plan vertical.

- ❖ **Angle de relevage α** : L'ancrage est précédé d'un alignement droit d'environ un mètre. Cet alignement présente une inclinaison d'un angle α donné par la formule ci-dessous :

$$\text{Arcsin} \left(\frac{\sqrt{M-V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{\sqrt{M+V}}{P} \right)$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times 0.5\Phi$.

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

$b_0 = 0.6 \text{ m}$; $\Phi = 0.08 \text{ m}$; $n_{\text{lit}} = 1$; $\rightarrow b_n = 0.52 \text{ m}$
 $n = 3$; $B = 1.42 \text{ m}^2$ $\rightarrow B_n = 1.40 \text{ m}^2$
 $P = 4.52 \text{ MN}$ $\rightarrow \sigma_x = 3.22 \text{ MPa}$
 $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ $\rightarrow \bar{\tau} = 2.53 \text{ MPa}$
 $h = 1.95 \text{ m}$ $\rightarrow \bar{V} = 2.05 \text{ MPa}$
 $V_M = 0.96 \text{ MN}$
 $V_m = 0.49 \text{ MN}$
 $\rightarrow -13.96^\circ \leq \alpha \leq 34.20^\circ$

❖ Rayon de courbure : On admet qu'il est égal à : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{P^2}$

f : Il s'agit de la flèche la plus longue (maximale mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités.

l : est la longueur de la parabole ($L = 33 \text{ m}$).

❖ L'angle de déviation β : On peut calculer sur une longueur l en utilisant : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{P}$

Résultats :

Tableau V-4 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l) \text{ rad}$
			x=0	1	17.5			
C1	33	3.81	0.72	0.65	0.12	0.53	255.20	0.065
C2	33	5.21	1.02	0.93	0.2	0.73	186.78	0.088
C3	33	6.1	1.32	1.21	0.36	0.85	159.56	0.103

V.3.6 Evaluation des pertes de la précontrainte

Cette évaluation est simple ; on a qu'une seule pente, que des déviations en élévation, et que 3 câbles.

❖ Pertes de tension par frottement :

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1\,488 \text{ MPa}$$

Tableau V-5 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17.5	0.065	0.047	67.80	73.11	4.91%
C2	17.5	0.088	0.051	73.85		
C3	17.5	0.103	0.054	77.68		

❖ Perte de tension par recul d'ancrage :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$g = 0.006 \text{ m}$$

$$\sigma_{p0} = 1\,488 \text{ MPa}$$

Tableau V-6 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	17.5	0.0027	16.96	0	134.47 (MPa)
C2	17.5	0.0029	16.23	0	140.49 (MPa)
C3	17.5	0.0031	15.81	0	144.18 (MPa)

❖ Pertes de tensions dues au non simultanéité de la mise en tension :

Application Numérique :

$$P_0 = 2.01 \text{ MN} ; n = 3$$

$$M_p (\text{poutre}) = 2.41 \text{ MN.m} ; e = 0.69 \text{ m} ; B = 0.66 \text{ m}^2 ; I = 0.25 \text{ m}^4$$

$$\longrightarrow \sigma_{bi} = 13.02 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow \Delta\sigma_e = 34.37 \text{ MPa} = 2.31 \text{ \%}$$

❖ Pertes par retrait :

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} ; E_p = 190\,000 \text{ MPa} \longrightarrow \Delta\sigma_r = 57 \text{ MPa} = 3.83 \text{ \%}$$

❖ Pertes par fluage :

Application Numérique :

$$\begin{aligned} P_0 &= 2.01 \text{ MN} ; E_p = 190\,000 \text{ MPa} \\ M_m &= 4.59 \text{ MN.m} ; n = 3 \text{ câbles} \longrightarrow P = 4.52 \text{ MN} \\ v' &= 1.21 ; e = 0.98 \text{ m} ; B = 0.97 \text{ m}^2 ; I = 0.43 \text{ m}^4 \\ \longrightarrow \sigma_{bi} &= 4.34 \text{ MPa} \\ \longrightarrow \Delta\sigma_{fl} &= 57.24 \text{ MPa} = 3.85 \% . \end{aligned}$$

❖ Pertes par relaxation :

Application Numérique :

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= 1\,488 \text{ MPa} \\ f_{prg} &= 1\,860 \text{ MPa} \\ \rho_{1\,000} &= 2.5 \% ; \mu_0 = 0.43 \longrightarrow \Delta\sigma_p = 64.65 \text{ MPa} = 4.34 \% . \end{aligned}$$

❖ Pertes totales :

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 107.48 \text{ MPa} = 7.22 \%$

Pertes différées totales : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 168.11 \text{ MPa} = 11.30 \%$

Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 275.59 \text{ MPa} = 18.52 \%$

Les pertes totales découvertes sont en moyenne proches de celles supposées au départ (25%).
Pour poursuivre le calcul, on considère que $\Delta\sigma = 18.52 \%$.

V.3.7 Vérification des contraintes normales

V.3.7.1 Sections de vérification

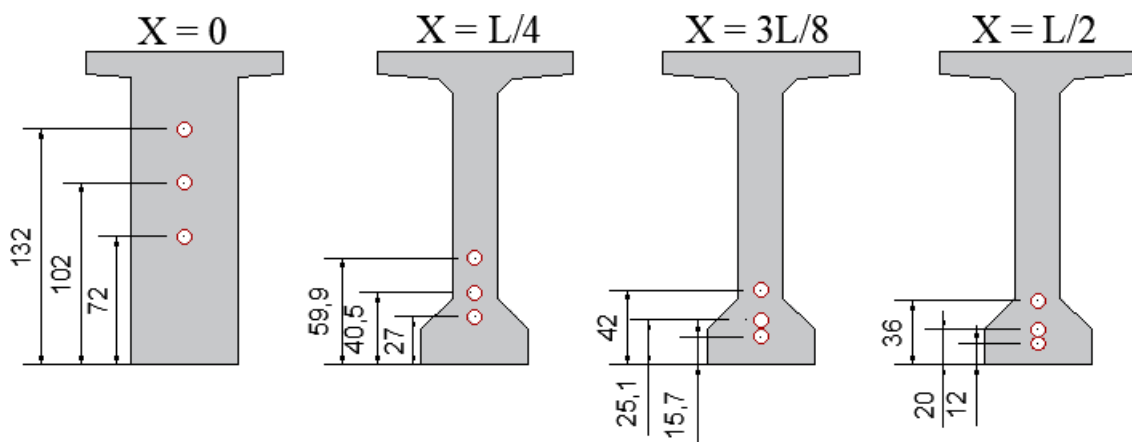


Figure V-7 : Sections de vérifications.

Tableau V-7 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.75	1.95	1.75	1.95	1.75	1.95	1.75	1.95
B _{nette} (m ²)	1.101	1.404	0.649	0.952	0.649	0.952	0.649	0.952
v _n (m)	0.828	0.827	0.822	0.725	0.819	0.726	0.818	0.725
v' _n (m)	0.922	1.123	0.928	1.225	0.931	1.224	0.932	1.225
I _{nG} (m ⁴)	0.308	0.514	0.241	0.418	0.239	0.414	0.238	0.413
ρ (%)	36.63	39.37	48.69	49.42	48.20	48.93	48.03	48.79

V.3.7.2 Effort de précontrainte

La précontrainte est exprimée par deux valeurs distinctes pour les justifications aux ELS :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-8 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	50.00	3.61	2.99	2,82	0.98	0.42	0.28	0.23
Phase 2	100.00	7.22	5.80	5.38	0.98	0.42	0.28	0.23
Phase 3	100.00	12.87	5.53	4.98	0.98	0.42	0.28	0.23
Phase 4	100.00	18.51	5.25	4.57	0.98	0.42	0.28	0.23

V.3.7.3 Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec : } \sigma(y) = \frac{Pi}{B} + \frac{Pi \times eo + M}{I} y$$

Pi : la valeur caractéristique de la précontrainte.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

eo : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul et de vérification :

Tableau V-9 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.

Phase	Section	e0 (m)	MELS (KN.m)	σMax (MPa)		σMin (MPa)		σadm Max	σadmM in	
				σsup	σinf	σsup	σinf			
Phase 1	X = 0.5	-0.05	0.00	3.14	2.23	2.97	2.11	3.14	2.11	√
	X = L/4	0.50	1.77	5.53	3.56	5.56	2.99	5.53	2.99	√
	X = 3L/8	0.65	2.25	5.61	5,64	5.73	4.97	5.61	4.97	√
	X = L/2	0.71	2.41	5.65	3.41	5,79	2.71	5.65	2.71	√
Phase 2	X = 0.5	-0.05	0.00	6.10	4.34	5.66	4.03	6.10	4.03	√
	X = L/4	0.50	1.77	5.04	13.34	5.11	11.89	5.04	11.89	√
	X = 3L/8	0.65	2.25	3.62	14.98	3.92	13.28	3.62	13.28	√
	X = L/2	0.71	2.41	3.15	15.53	3.52	13.74	3.15	13.74	√
Phase 3	X = 0.5	0.15	0.00	2,63	5.71	2.37	5.14	2,63	5.14	√
	X = L/4	0.80	2.76	2.92	10.68	5.29	8.81	2.92	8.81	√
	X = 3L/8	0.95	3.5	2.76	10.94	5.86	8.82	2.76	8.82	√
	X = L/2	1.00	3.79	2.77	10.92	3.16	8.71	2.77	8.71	√
Phase 4	X = 0.5	0.15	0.00	2.50	5.43	4.30	4.72	2.50	4.72	√
	X = L/4	0.80	3.65	4.56	7.14	7.29	4.81	4.56	4.81	√
	X = 3L/8	0.95	4.94	5.46	5.62	8.14	2.98	5.46	2.98	√
	X = L/2	1.00	6.18	7.16	2.74	7,65	-0.02	7.16	-0.02	√

V.3.8 Vérification des contraintes tangentielles

V.3.8.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

❖ Application Numérique :

$$P_0 = 2.01 \text{ MN}; \Delta P = 18.51 \% ; n = 3 \text{ câbles} \longrightarrow P = 4.91 \text{ MN}$$

$$\longrightarrow V_P = P.\sin\alpha = 0.43 \text{ MN} ; P.\cos\alpha = 4.89 \text{ MN}$$

$$V_{ELS} = 0.96 \text{ MN} \longrightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 0.53 \text{ MN}$$

$$B_n (\text{poutre} + \text{dalle}) = 1.40 \text{ m}^2 \longrightarrow \sigma_x = 3.48 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \longrightarrow \overline{\tau_1} = 2.58 \text{ MPa}$$

$$I_n = 0.51 \text{ m}^4 ; S_n = 0.46 \text{ m}^3 ; b_n = b_0 - 0.5\Phi_g = 0.52 \text{ m} \longrightarrow \tau = 0.91 \text{ MPa}$$

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

$\longrightarrow$ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

V.3.8.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

❖ Vérification des bielles comprimées :

$$\begin{aligned} &V_{ELU} = 1.30 \text{ MN} ; V_P = 0.43 \text{ MN} \\ &\longrightarrow V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 0.87 \text{ MN} \\ &I_n = 0.51 \text{ m}^4 ; S_n = 0.46 \text{ m}^3 ; b_n = 0.52 \text{ m} \longrightarrow \tau_u = 1.5 \text{ MPa} \\ &\sigma_x = 3.48 \text{ MPa}, \sigma_y = 0 \text{ MPa} \longrightarrow \beta_u = 20.35^\circ \\ &\text{On prend : } \beta_u = 30^\circ \\ &\tau_u = 1.5 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

→ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

❖ Vérification de la résistance des armatures transversales :

$$\begin{aligned} &\tau_u = 1.5 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}; \\ &f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 0.52 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ \\ &\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \longrightarrow \text{On prend : } \frac{A_t}{S_t} \geq 4.12 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

V.4 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

V.4.1 Armatures passives des zones tendues

$$B_t = 0.0031 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0.00003 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.0031}{1000} + \left(\frac{0.00003}{500} \times \frac{2.7}{0.02} \right)$$

$$A_s = 0.12 \text{ cm}^2 \quad (\text{négligeable par rapport à la section comprimé})$$

V.4.2 Armatures de peau

Il est nécessaire que la superficie des armatures de peau placées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre soit d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement, mesuré perpendiculairement à cela. Il s'agit d'environ des barres HA12 qui sont espacées de 20 cm.

La figure ci-dessous illustre le ferrailage des différentes sections de la poutre :

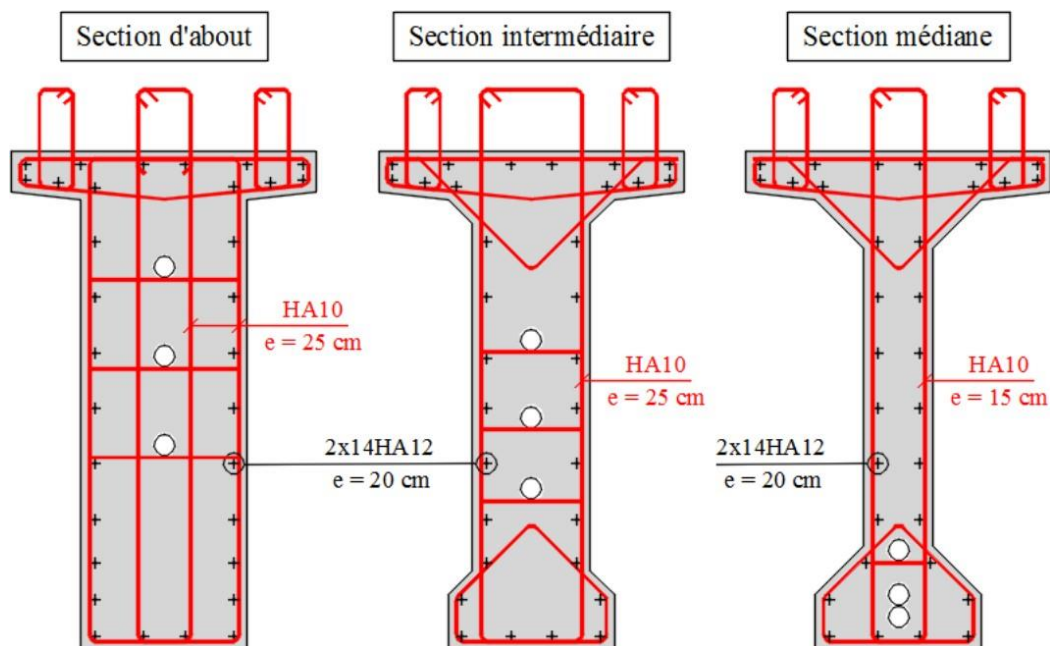


Figure V-8 : Ferrailage de la poutre.

V.5 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE

Selon les règles **BAEL**, la flèche admissible est de $L/500$, où L correspond à la portée de la travée. Donc : $\delta_{adm} = 34 / 500 = 6.8 \text{ cm}$.

Avant de couler la dalle, il est nécessaire de vérifier que la différence entre la flèche maximale du tablier en service et la contre flèche due aux efforts de précontrainte soit inférieure à la flèche admissible (δ_{adm}) :

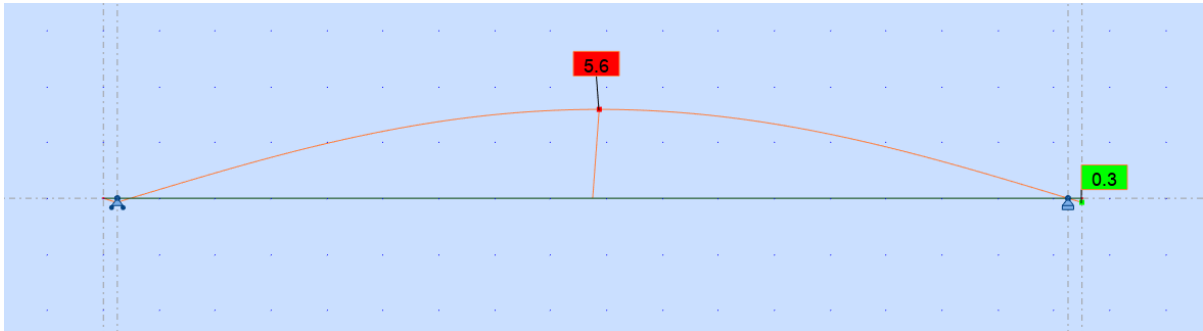


Figure V-9 : contre flèche due aux efforts de précontrainte

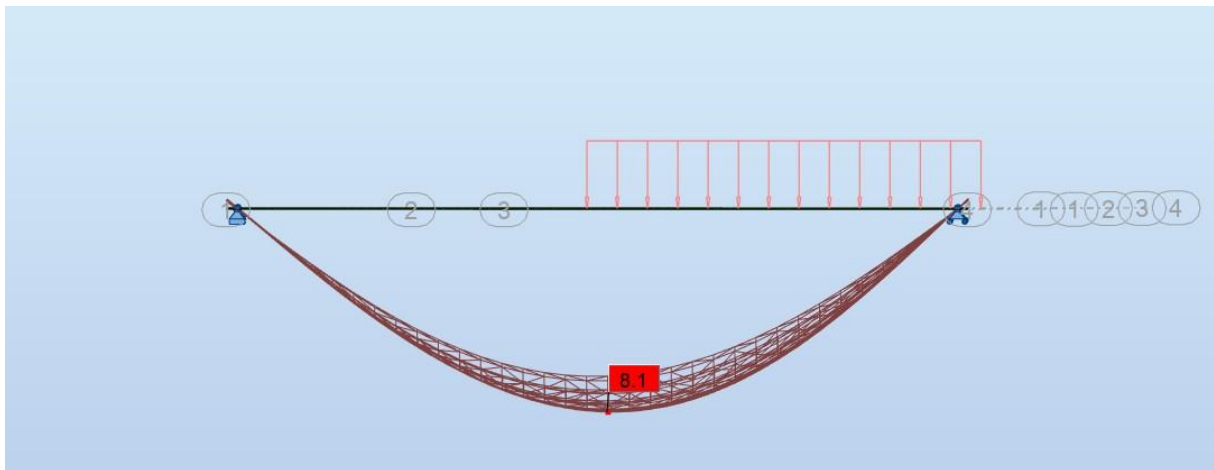


Figure V-10 : La flèche maximale du tablier en service (G + D240)

On a alors : $\delta = 8.1 - 5.6 = 2.5 \text{ cm} < \delta_{adm} = 6.8 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

V.6 ÉTUDE DE L'HOUDIS

V.6.1 Principe de ferrailage

Étant donné que notre tablier n'a pas d'entretoises intermédiaires, l'hourdis remplit le rôle de ces entretoises, assurant ainsi la répartition transversale des efforts dans le plateau.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale
- Une flexion transversale

Par conséquent, nous allons examiner la flexion transversale en déterminant la quantité d'acier requise pour la dalle.

V.6.2 Évaluation des efforts

On représente l'hourdis à l'aide d'un élément Barre, dont la largeur est fixée à 1 m. La dalle est soumise aux mêmes charges que celles définies dans le chapitre V (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi qu'à leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont présentés dans les diagrammes ci-dessous. Les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU)

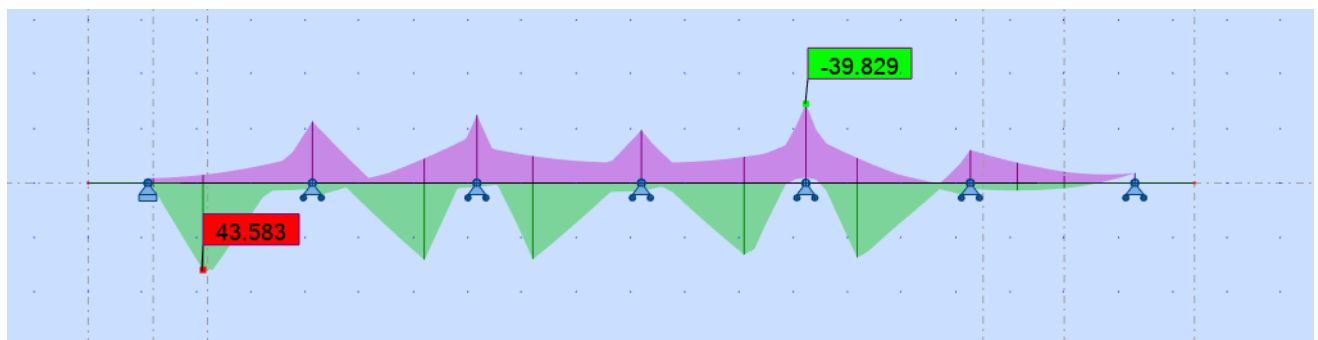


Figure V-11 : diagramme de moment sous : $1.35G + 1.6Bt + 1.6ST$ (à l'ELU)

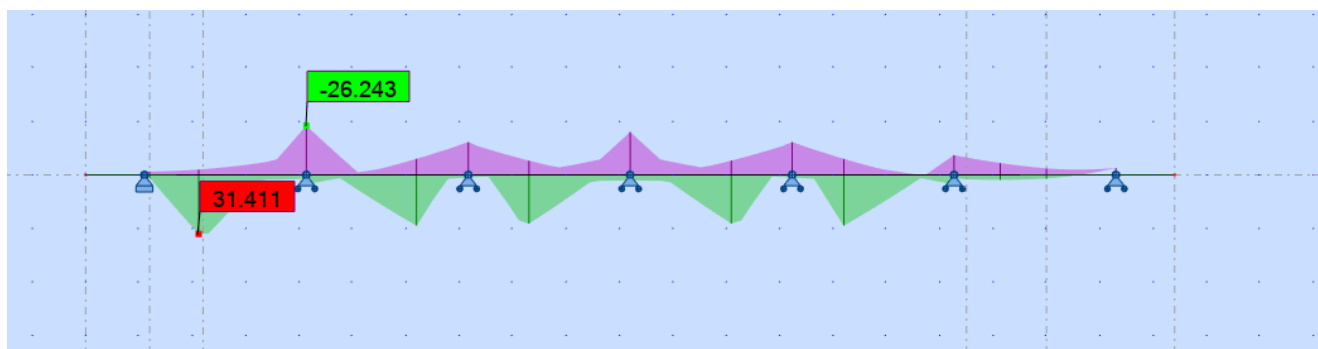


Figure V-12 : diagramme de moment sous : $G + 1.2Bt + ST$ (à l'ELS)

V.6.3 Ferrailage de la dalle

Pour le ferrailage transversal nécessaire dans la dalle, on prend un ferrailage longitudinal équivalent à un tiers du ferrailage transversal, tout en respectant le ferrailage minimal de 2,43 cm²/ml.

D'après le *ROBOT EXPERT* on a :

- **Armature transversale :**

Tableau V-10 : ferrailage de la dalle (armature transversale).

Nappe	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	6.4	HA14	20
Inférieure	7.5	HA14	20

- **Armature longitudinale :**

Tableau V-11 : ferrailage de la dalle (armature longitudinale).

Nappe	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	2.43	HA12	20
Inférieure	2.5	HA12	20

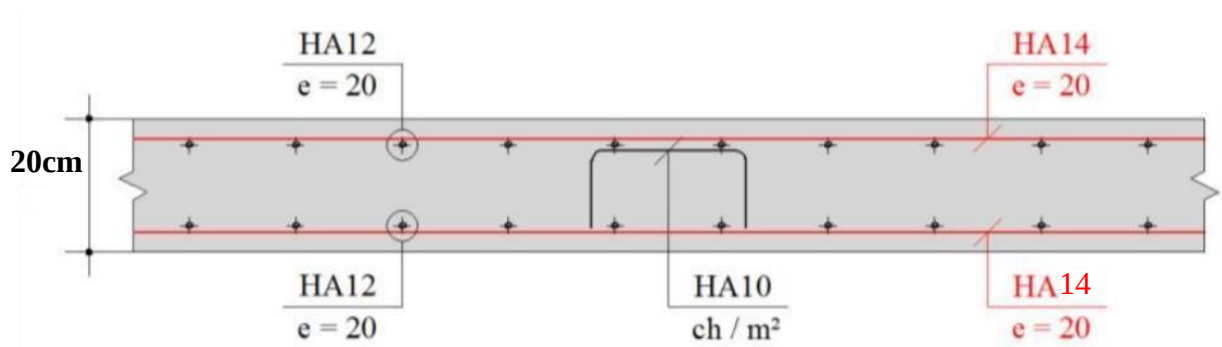


Figure V-13 : ferrailage de la dalle (coupe transversale)

V.7 CONCLUSION

Les câbles doivent être dimensionnés de manière à équilibrer les efforts insupportables du béton armé seul lors de toutes les étapes, que ce soit en construction ou en service, à vide ou en charge. Dans ce chapitre, il a été observé que la conception et même la construction d'un tablier à poutres sont simples.

Par ailleurs, il semble plus difficile de construire un coffrage et de ferrailer un tablier à poutres, mais le processus de fabrication qui repose sur la préfabrication et la standardisation des poutres nous permet de les maîtriser parfaitement.

CHAPITRE VI
ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU
PONT

VI.1 INTRODUCTION

L'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement variés sont appelés « équipements ». Ils ont un rôle essentiel dans la pérennité d'un ouvrage. Ils visent à rendre un tablier de pont capable de faire son travail, en particulier envers les usagers.

Les équipements requis pour l'ouvrage, tels que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, seront examinés à l'état ultime et accidentel (séisme).

VI.2 APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des composants de la structure qui permettent de relier le tablier aux appuis, leur rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui

La majorité des appareils d'appui utilisés sur les ponts sont des appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et des appareils d'appui à pot (AAP).

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont sélectionnés en raison des avantages suivants :

- ✓ La simplicité de l'exécution, de la configuration et du suivi.
- ✓ La distribution des forces horizontales entre différents appuis.
- ✓ Leur prix, qui est plutôt modéré.

Les appareils d'appui du **type B** sont utilisés. Ils comprennent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont recouverts d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres sur leur périphérie et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

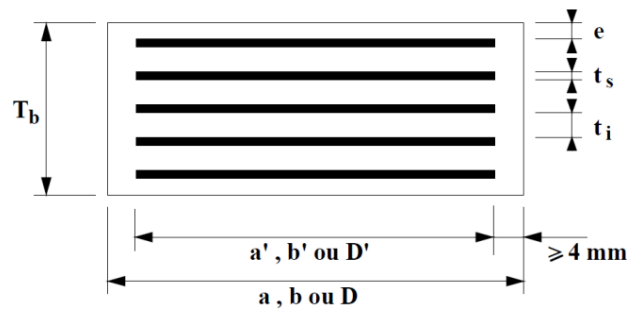


Figure VI-1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2e$.

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2e$.

Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VI.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui

➤ Aire de l'appareil d'appui :

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1.30}{20}, \quad a \times b \geq 650 \text{ cm}^2$$

On prend : $a=30 \text{ cm}$, $b=30 \text{ cm}$,

R_{max} : Réaction maximale à ELU, $R_{max} = 1.30 \text{ MN}$

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis, $\sigma_p = 20 \text{ MPa}$.

➤ L'épaisseur de l'appareil d'appui :

La condition de non flambement suivante doit être respectée : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ (avec a est le plus grand côté)

Ce qui donne : $30 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 60 \text{ mm}$

➤ Dimensionnement des frettes :

Il est essentiel que l'épaisseur de la frette réponde aux deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}, \quad \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 14.44 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a \times b)} = 7.5 \quad \rightarrow \quad t_s > 2.46 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Avec :

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

G : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9 \text{ MPa}$

Donc on prend :

- Feuillet d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.
- Frettes métalliques : $t_s = 3 \text{ mm}$.
- Enrobage des chants : 4 mm .
- Enrobage extérieur : $2,5 \text{ mm}$.

Donc : $T_b = 60 \text{ mm}$. (Hauteur totale de l'appareil d'appui).

$T_q = 45 \text{ mm}$. (Épaisseur totale de l'élastomère).

VI.3 ÉTUDE SISMIQUE

Il est essentiel de vérifier les ouvrages en fonction des actions sismiques de calcul afin de minimiser le risque de défaillance lors d'un séisme potentiel.

VI.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Les classifications fournies par le RPOA 2008 sont essentielles pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié et sont un préalable essentiel pour sélectionner le modèle, la méthode de calcul et les paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

VI.3.2 Analyse monomodale spectrale

L'analyse d'un pont est généralement réalisée à l'aide de la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode monomodale s'applique aux ponts remplissant certaines conditions citées dans le RPOA.

• Principe et critères d'utilisation

Dans cette méthode, les déplacements différentiels sont considérés de manière statique. Une analyse modale dans la direction considérée permet de déterminer les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction, à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est soumise aux critères suivants :

❖ Critère 01 : Masse modale

« La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre) »²

$M_{\text{modale}} > 70 \% M_{\text{totale}}$ cette condition est vérifiée si $M_{\text{piles}} < 0.43 M_{\text{totale}}$

$M_{\text{totale}} = M_{\text{tablier}} \times \text{Nombre de travée} = 59\,613.94 \text{ KN} \rightarrow 0.43 M_{\text{totale}} = 25\,634 \text{ KN}$

$M_{\text{piles}} = 22\,692.9 \text{ KN}$

$M_{\text{piles}} < 0.43 M_{\text{totale}} \rightarrow$ La condition est **vérifiée**.

❖ Critère 02 : Angle de biais

L'ouvrage étudié est parfaitement droit, donc il n'y a pas besoin de vérifier cette condition.

❖ Critère 03 : Angle de courbure

Cette condition n'est pas vérifiée dans l'ouvrage étudié, car il n'y a pas de courbure.

❖ Critère 04 : Symétrie transversale

En raison de sa symétrie parfaite, le tablier est entièrement isolé par des appuis, ce qui signifie que le centre de masse se trouve au centre de l'ouvrage.

Donc : **La méthode monomodale s'applique à notre cas.**

² RPOA 2008

VI.3.3 Calcul sismique

VI.3.3.1 Composante longitudinale

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

n : nombre d'appareils d'appui par élément porteur.

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

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui.

G = 0,9 MPa cas statique.

G = 1,2 MPa cas dynamique.

Application numérique : $K_{App-d'appui} = 2.40 \text{ MN/m}$

Détermination des raideurs des fûts :

Tableau VI-1 : Raideurs des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	13.95	2	0.79	3	85.88
P2	23.85	2	0.79	3	17.19
P3	30.7	2	0.79	3	8.06
P4	36.05	2	0.79	3	4.98
P5	36.65	2	0.79	3	4.74
P6	32.45	2	0.79	3	6.82
P7	26.75	2	0.79	3	12.18

Détermination de la raideur des piles :

$$k_{Pie} = n \frac{3EI}{h^3}$$

Tableau VI-2 : Raideurs longitudinales des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	85.88	2.40	14	24.15
P2	17.19	2.40	14	11.37
P3	8.06	2.40	14	6.50
P4	4.98	2.40	14	4.33
P5	4.74	2.40	14	4.15
P6	6.82	2.40	14	5.67
P7	12.18	2.40	14	8.94

Détermination des raideurs des culées :

Tableau VI-3 : Raideurs longitudinales des culées.

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2.40	7	16.80
C2	2.40	7	16.80

Rigidité longitudinale totale du système : $K_{lon} = 98,72 \text{ MN/m}$

➤ Évaluation de l'effort sismique longitudinal

• Détermination de l'effort sismique longitudinal

La déformation du tablier dans la direction longitudinale des ponts à tablier continu est très faible par rapport au déplacement de la tête des piles lors de l'action sismique.

Il est nécessaire de mesurer les effets sismiques en se basant sur le modèle à tablier rigide une force horizontale statique équivalente F est appliquée au tablier :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

M : la masse effective totale de la structure.

$S_a(T)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

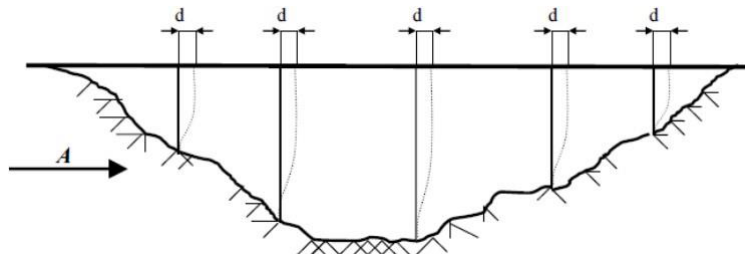


Figure VI-2 : Tablier rigide.

Le spectre de calcul suivant représente l'action sismique :

$$S_{ae}(T, \xi) (m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

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

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; $T = 2\pi \sqrt{K/M}$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$T_1 = 0,15 \text{ s. et } T_2 = 0,40 \text{ s.}$

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

Nous obtenons : $T = 1.54 \text{ s}$.

Nous avons : $T_2 = 0,4 \text{ s} < T = 0,96 \text{ s} < 3,00 \text{ s}$

Sa est donnée par :

$$2.5. \eta. A. g. S\left(\frac{T_2}{T}\right) \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$S_a = 1.40 \text{ m/s}^2$$

Effort total : $F_{\text{long}} = M \cdot S_a(T) = 8332,61 \text{ KN}$

- Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a = 0.084 \text{ m} = 8.4 \text{ cm}$$

- Répartition des efforts

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

Tableau VI-4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	16.80	98.72	8332.6	1418.1
P1	24.15	98.72	8332.6	2038.6
P2	11.37	98.72	8332.6	959.7
P3	6.50	98.72	8332.6	548.6
P4	4.33	98.72	8332.6	365.9
P5	4.15	98.72	8332.6	350.4
P6	5.67	98.72	8332.6	478.7
P7	8.94	98.72	8332.6	754.6
C2	16.80	98.72	8332.6	1418.1

VI.3.3.2 Composante transversale

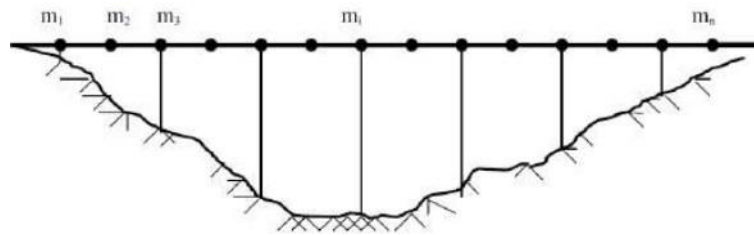


Figure VI-3 : Sens transversal

En direction transversale, on peut supposer que le tablier est rigide si $L/B \leq 5$

Comme notre pont ne répond pas à cette condition, car $L/B = 280.7 / 10.2 > 5$

Donc on aura un **tablier flexible**.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de calculer le déplacement des appuis sous une charge sismique, telles que la méthode de Rayleigh, la méthode des travaux virtuels ou le modèle de la pile indépendante. Nous allons prendre en compte cette dernière dans notre situation.

Nous avons : $M_{pi} = M_{tablier} + 1/2 M_{pile}$

Tableau VI-5 : Récapitulatif des résultats du calcul

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	Ti/Ti+1	Sa m/s ²	Fi KN	d(m)
P1	33.19	897,519.75	1.03	0.96	2.09	1,874.79	0.057
P2	31.66	936,377.25	1.08	0.96	2.00	1,870.11	0.059
P3	29.71	963,263.50	1.13	0.96	1.91	1,837.52	0.062
P4	27.72	984,262.25	1.18	0.99	1.82	1,794.23	0.065
P5	27.48	986,617.25	1.19	1.04	1.81	1,788.45	0.065
P6	29.10	970,132.25	1.15	1.04	1.88	1,825.04	0.063
P7	30.92	947,759.75	1.10	/	1.96	1,859.47	0.060
C1/C2	16.80	371,658.00	0.93	/	2.31	858.30	0.000

Condition à vérifier : $0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05 \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.3.3.3 Composante verticale

Selon le Guide AFPS 92, le séisme vertical peut être négligé lorsque la méthode monomodale est utilisée.

Cependant, le calcul des réactions d'appui lors d'un séisme vertical est important afin de vérifier les appareils d'appui et, plus spécifiquement, de se protéger contre les risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Quand le tablier repose uniquement sur ses appuis (sans encastrement), on peut facilement calculer les réactions d'appui R_i en utilisant la relation suivante :

$$R_i = a b \mu L$$

L : La longueur de la travée principale (**L = 35 m**)

μ : La masse linéique du tablier comprenant les équipements (**$\mu = 21237.6 \text{ Kg/ml}$**)

a : Accélération du sol **a = 5.25**

a_N : Accélération nominale

R_M : Le plateau du spectre élastique normalisé

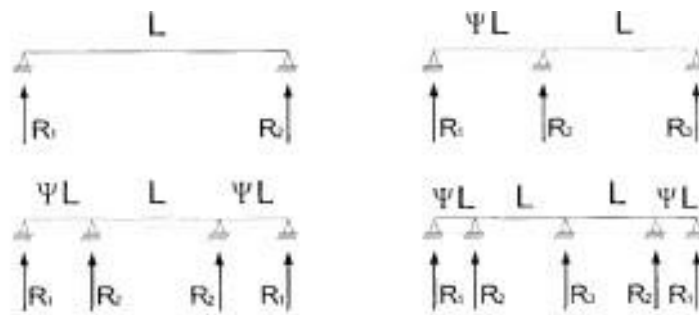


Figure VI-4 : Réactions d'appui

$$R_c = 936.5782 \text{ KN}$$

$$R_{p1, \text{et } 12} = 2497.542 \text{ KN}$$

$$R_{p2 \text{ a } 11} = 3512.168 \text{ KN}$$

VI.3.4 Combinaison des composantes de l'action sismiques

Le RPOA précise qu'une combinaison des forces sismiques orthogonales est utilisée afin de prendre en considération l'incertitude de direction du séisme. La combinaison de ces éléments nous fournit l'impact probable de l'action sismique maximale en raison de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y ainsi que de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau VI-6 : Combinaisons des composantes de l'action sismique

Appuis	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1418.08	858.30	0	1,675.57	1,283.72	682.91
P1	2038.59	1,874.79	0	2,601.03	2,486.36	1,174.01
P2	959.74	1,870.11	0	1,520.77	2,158.03	848.95
P3	548.59	1,837.52	0	1,099.84	2,002.09	715.83
P4	365.86	1,794.23	0	904.13	1,903.99	648.03
P5	350.37	1,788.45	0	886.91	1,893.56	641.65
P6	478.72	1,825.04	0	1,026.23	1,968.65	691.13
P7	754.58	1,859.47	0	1,312.42	2,085.85	784.22
C2	1418.08	858.30	0	1,675.57	1,283.72	682.91

VI.3.5 Calcul des efforts dus à la variation linéaire

$$F_{bc} = 360 \text{ KN}$$

$$F_{al} = 115.42 \text{ KN}$$

$$\Delta L_T = 0.0059 \text{ m}$$

$$\Delta L_{r+f} = 0.0111 \text{ m}$$

$$\Delta L_{Fbc} = 0.0143 \text{ m}$$

$$\Delta L_{Fal} = 0.0046 \text{ m}$$

$$F_{f+r} = 139.230 \text{ KN}$$

$$F_t = 74.22 \text{ KN}$$

VI.3.6 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

La résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement sont des vérifications à effectuer lors des combinaisons sismiques. Cette combinaison est donnée par : $G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$

Ψ : coefficient de combinaison nul (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VI.3.6.1 Résistance à la compression

Il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité de 1,5 pour la résistance à la compression du matériau. L'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales est utilisée pour calculer les contraintes.

$\sigma_m \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$; N : réaction d'appui à ELU égale 1.3 MN

Application numérique :

$$\sigma_m = 14.44 \leq 20 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.6.2 Stabilité au flambement

Il faut vérifier la stabilité lors du flambement en respectant les conditions suivantes :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à 3.

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : charge critique de flambement ; $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$

Avec :

G : module de cisaillement

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

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_f + t_s$).

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

S : facteur de forme.

Tableau VI-7 : Application numérique

S =	7.50	
d =	0.013	m
h =	0.060	m
B =	0.09	m²
P_c =	3.95	MN
P_u =	1.30	MN

On aura donc : $3.90 \text{ MN} \leq 3.95 \text{ MN} \longrightarrow$ condition vérifiée.

VI.3.6.3 Limitation de la distorsion

la distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport entre le déplacement horizontal et la hauteur totale de l'élastomère aux valeurs suivantes :

- $0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.27 - P)$ si $P = P_u / P_c \leq 0.25$
- $1.4 (1-2P)$ si $P = P_u / P_c \geq 0.25$

Tel que :

$0 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

$\delta_c = 0.48 > 2.237 = \delta \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

Solution proposée : Il est nécessaire d'installer des dispositifs anti-distorsion (taquets d'arrêt).

VI.3.6.4 Condition de non-glissement

Il est nécessaire de justifier la stabilité au glissement de l'appareil d'appui en prenant en considération la partie verticale du séisme et donc en fonction des combinaisons sismiques. Il est nécessaire de vérifier :

$$H < F.N$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).

σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

Tableau VI-8 : Efforts.

	N [MN]	σ_m [MPa]	f	H [MN]
Pile	0.64	7.17	0.18	0.20
Culée	0.68	7.55	0.18	0.26

Vérification :

Pile : $0.20 \text{ MN} < 0.12 \text{ MN} \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

Culée : $0.26 \text{ MN} < 0.12 \text{ MN} \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

Solution proposée : Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VI.4 DES D'APPUIS

L'objectif des dés d'appui est de propager, de repérer et de prévoir d'éventuelles fissures. Ils font l'objet d'une simple compression. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VI.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Selon le guide SETRA, les dés d'appui doivent avoir un débordement minimal de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui.

Les dimensions du dé d'appui seront les suivantes : $a = 0,50 \text{ m}$ et $b = 0,50 \text{ m}$

Avec une hauteur définie par : $H \geq \frac{2ab}{2(a+b)}$

Donc : $H \geq 0,25 \text{ m}$; On prend : $H = 0,30 \text{ m}$.

VI.4.2 Ferrailage des dés d'appuis

- **Armature de chainage**

Il est nécessaire que la section calculée reprenne 25% de l'effort $N_{\max}$:

$$A_s = \frac{0.25 \times R}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{1.3 \times 0.25}{434.78} = 7,48 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Armature horizontale**

Leur objectif est d'empêcher la propagation des fissures, elles doivent fournir un effort de 12,5 % $N_{\max}$ dans chaque direction.

$$A_s = \frac{0.125 \times R}{\sigma_s} = \frac{1.3 \times 0.125}{434.78} = 3.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de surface (frette supérieure)**

Elles sont placées aussi près que possible du côté supérieur de l'appui, et elles doivent reprendre à un effort maximal de 4% $N_{\max}$:

$$A_s = \frac{0.04 \times R}{\sigma_s} = \frac{1.3 \times 0.04}{434.78} = 1.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de surface (frette inférieure)**

Elles sont placées entre $h/3$ et h à partir de la partie supérieure de l'appui :

$$A_s = \frac{0.1 \times R}{\sigma_s} = \frac{1.3 \times 0.1}{434.78} = 2.99 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

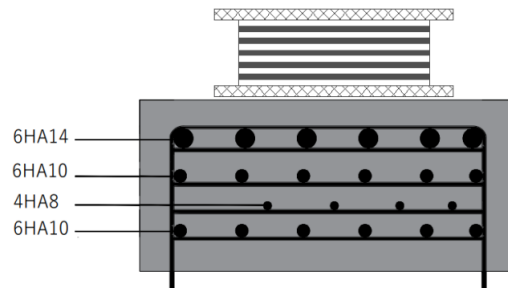


Figure VI-5 : Le ferrailage du dé d'appui.

VI.5 JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussées sont utilisés pour relier un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes. Ces derniers sont élaborés et fabriqués afin de garantir la continuité de la surface de roulement et la flexibilité du pont. Plusieurs facteurs influencent le choix d'un modèle de joint, tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité de l'ouvrage.

VI.5.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est la variation maximale prévisible du déplacement relatif des deux éléments en contact, mesurée entre leurs deux extrêmes. Seule la partie longitudinale de ce déplacement est étudiée. D'après RPOA 2008, le dimensionnement est fait en utilisant la combinaison suivante : $W = W_D + 0.4 W_T + \frac{W_s}{3}$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

Tel que le souffle des déformations différées (retrait + fluage) est calculé par la formule suivante :

$$\frac{L_{porté}}{2} \times 0.00065 = 0.0111 \text{ m}$$

et le souffle thermique est calculé par la formule :

$$\frac{L_{porté}}{2} \times 0.0000099 \times 35 = 0.0059 \text{ m}$$

Donc :

$$W = 0.042 \text{ m}$$

VI.5.2 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisie en fonction du souffle calculé et en utilisant le catalogue de joints de chaussée CIPEC. La famille des joints à dents en console triangulaire **WD** est sélectionnée pour des souffles moyens.

Nous avons choisi : le joint **WD 60**.

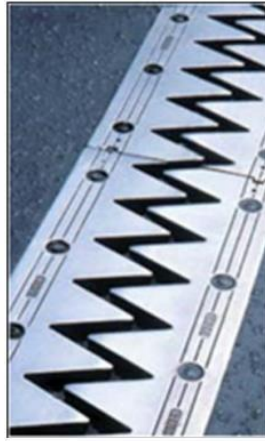


Figure VI-6 : Joint du type Wd.

VI.6 CONCLUSION

Les équipements du pont sont essentiels pour la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. C'est grâce à ces équipements qu'un pont peut assurer sa fonction envers les usagers, en particulier après un séisme.

CHAPITRE VII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options essentielles du projet, cette étude est intrinsèquement liée à l'ensemble de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage nécessite une réflexion approfondie qui repose sur un processus itératif et progressif. Cela nous conduit à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VII.2 ÉTUDE DE LA PILE

VII.2.1 Introduction

Une pile est un support intermédiaire qui transmet les efforts des charges et surcharges jusqu'au sol des fondations, contribuant ainsi à la résistance globale du pont. La conception des piles dépend de nombreux paramètres :

- Environnement aquatique ou terrestre.
- Méthode de construction du tablier.
- Localisation en zone urbaine ou rurale.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Technique de réalisation des fondations.
- Connexion avec le tablier.

Les piles peuvent avoir un impact variable sur le comportement mécanique du tablier, selon que celui-ci est simplement appuyé, partiellement ou totalement encastré. Un dimensionnement précis est donc crucial, car une mauvaise conception peut entraîner l'effondrement de la structure.

VII.2.2 Conception de la pile

Notre ouvrage traverse un oued, et nous avons opté pour des piles à trois fûts circulaires. Cette conception permet de réduire le poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par l'intermédiaire des fûts et de la semelle. De plus, la forme hydrodynamique des fûts évite de créer un obstacle dans le cours d'eau.

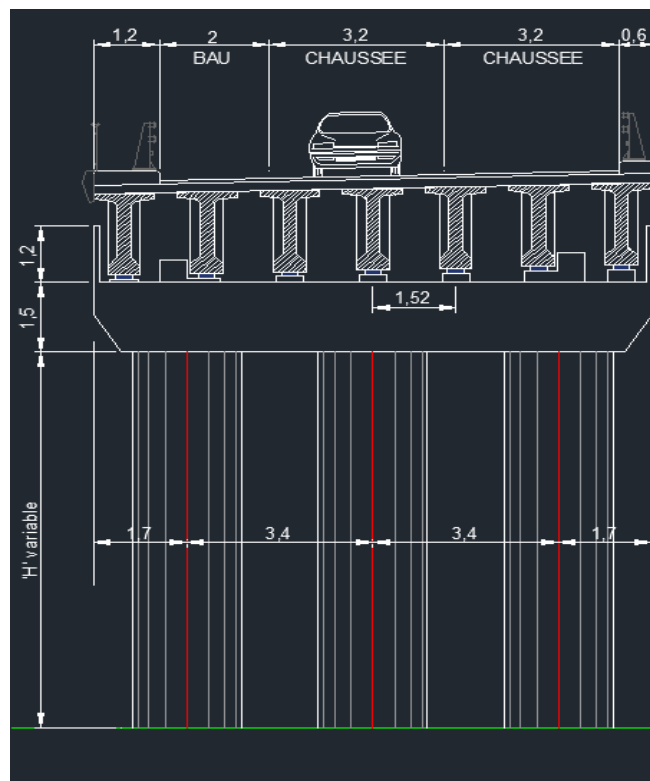


Figure VII-1 : coupe transversale

VII.2.3 Implantation et hauteurs des piles

Tableau VII-1 : implantation et hauteurs des piles

PILES	POSITIONS	HAUTEURS (m)
P01	PK47+331.57	14.01
P02	PK47+366.67	23.94
P03	PK47+401.77	30.78
P04	PK47+436.87	36.15
P05	PK47+471.95	36.74
P06	PK47+507.05	32.55
P07	PK47+542.15	26.83

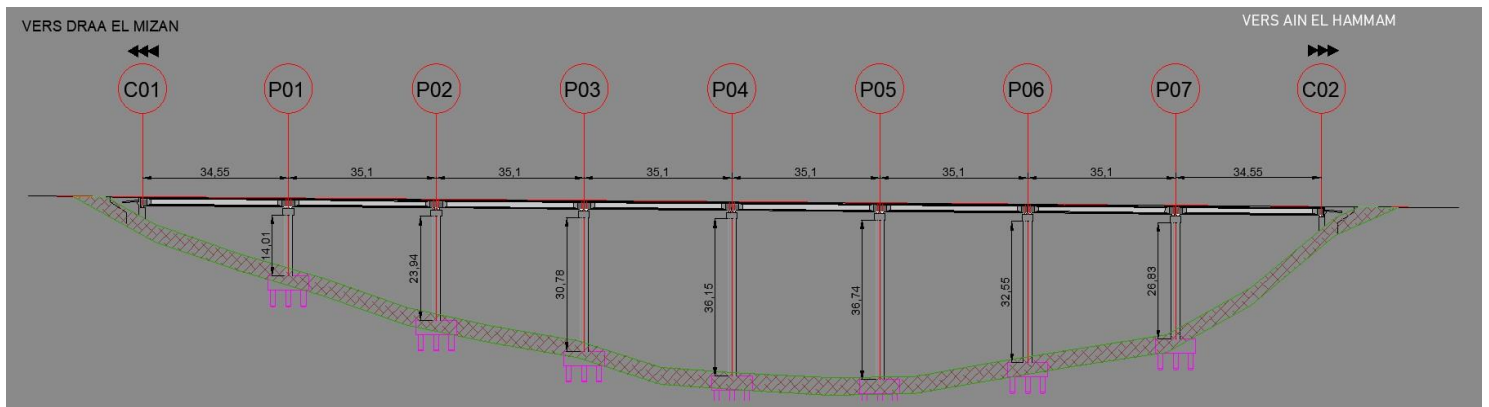


Figure VII-2 : coupe longitudinale

VII.2.4 Étude du chevêtre

Le chevêtre a pour fonction de transférer les forces du tablier vers les fûts et la semelle. Il est conçu pour supporter son propre poids ainsi que les surcharges venant du tablier.

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion

VII.2.4.1 Ferrailage du chevêtre à la flexion

L'étude de la flexion simple du chevêtre est réalisée à l'aide du logiciel **Robot**, en modélisant le chevêtre comme une poutre simplement appuyée sur les fûts.

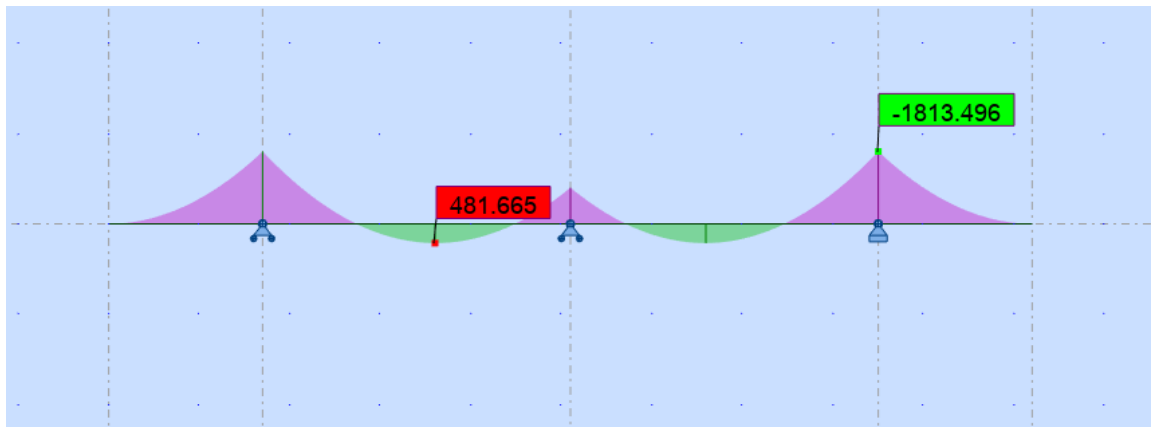


Figure VII-3 : diagramme moment fléchissant du chevêtre

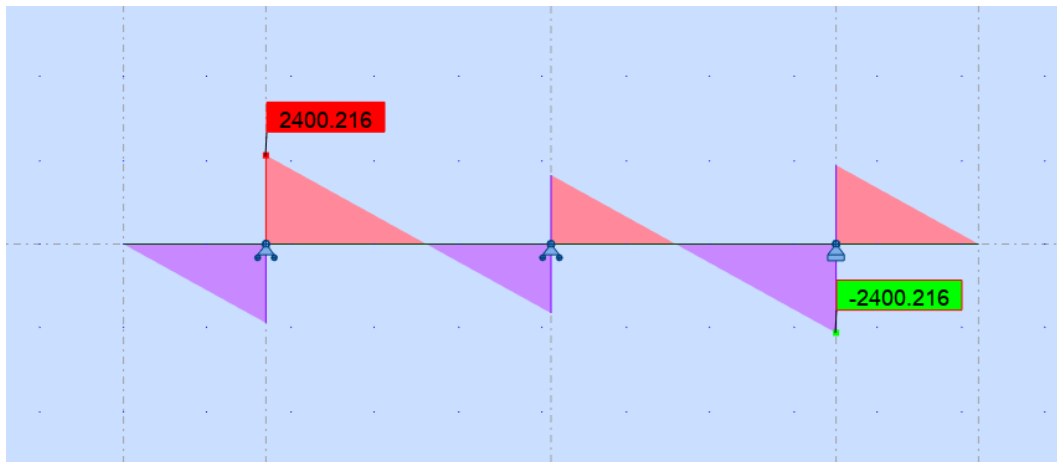


Figure VII-4 : diagramme efforts tranchants du chevêtre

Le ferrailage est réalisé à l'ELU selon les normes BAEL91 à l'aide du logiciel Robot Expert. Les résultats obtenus sont les suivants :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

- Section d'armatures supérieures (sur appui) : $A_s = 53.3 \text{ cm}^2$, soit : **11 HA25**
- Section d'armatures inférieures (mi travée) : $A_s = 37.7 \text{ cm}^2$, soit : **13 HA22**

➤ **Ferrailage transversale :**

- $V = 2400.22 \text{ KN}$, soit : **HA20**, $e = 10 \text{ cm}$ (zone critique), $e = 15 \text{ cm}$ (zone courante)

VII.2.4.2 Ferrailage du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est provoquée par l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne se manifeste que lorsqu'une seule travée est chargée. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } l_c \leq \emptyset + h_c \\ l_t = \emptyset + h_c & \text{si } l_c > \emptyset + h_c \end{cases}$$

On a :

- $H_c = 1.5 \text{ m}$
- $\Phi = 2.2 \text{ m}$
- $L_c = 2.6 \text{ m}$
- $L_t = 2.6 \text{ m}$

La contrainte de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$;

C : moment de torsion maximal par ml ;

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

Avec : $b_n = 0.25 \text{ m}$; $\Omega = 2.94 \text{ m}^2$

Évaluation de moment de torsion :

❖ **Phase de construction** : $C = P_g * e$;

Avec : $e = 0.55 \text{ m}$: entraxe entre centre du chevêtre et centre de l'appui des poutres.

$P_g = 214.68 \text{ KN/ml}$: réaction due au poids des poutres.

On a alors : $C = 118.07 \text{ KN.m/ml}$

❖ **Phase de service** :

La réaction max est celle du chargement **D240** = 174.39 KN.m/ml

On a alors : $C = 95.92 \text{ KN.m/ml}$

On prend **$C = 118.07 \text{ KN.m/ml}$** (le max entre les deux)

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega} \quad \text{Avec : } P = 7.7 \text{ m : le périmètre.}$$

$$\sigma_a = 2/3 \times f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

On a : $A_s = 4.64 \text{ cm}^2$

Soit : 5 HA12 ; $e = 25 \text{ cm}$

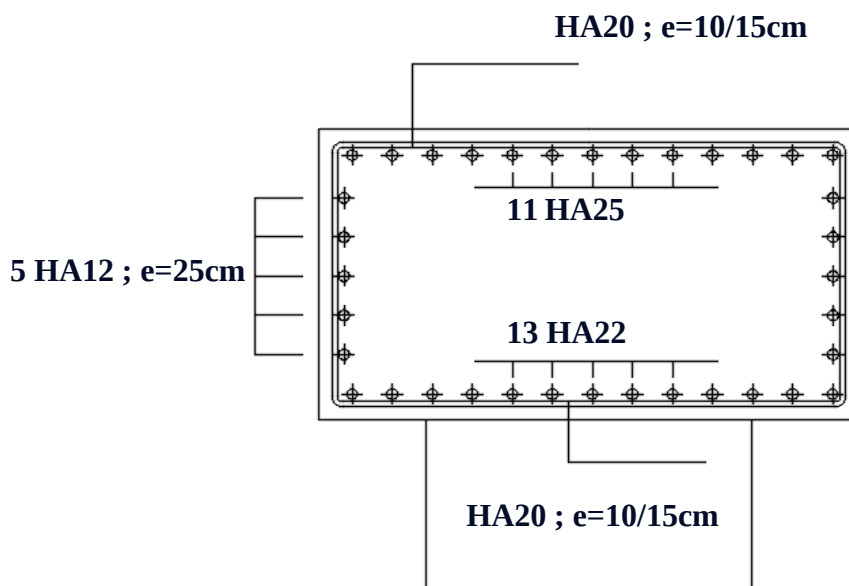


Figure VII-5 : ferrailage du chevêtre

VII.2.5 Étude des fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. Ils ont une forme cylindrique et un diamètre généralement constant. Nous allons utiliser trois fûts avec un diamètre fixe de 2.2 m et un entraxe de 3,40 m.

VII.2.5.1 Évaluations des efforts

Tableau VII-2 : évaluation des efforts (sur fûts)

Charges	N (KN)	H (KN)	M _{FV/0}	M _{FH/0}
Fûts	10474,56	/	0,00	/
Chevêtre	994,50	/	0,00	/
G Tablier	7433,16	/	0,00	/
Hf+r	/	139,23	/	5324,16
HT°	/	74,22	/	2838,18
Somme	18902,22	213,45	0,00	8162,34
(Al)	1666,00	/	999,60	/
(Bc)	1224,88	/	734,93	/
Mc120	1144,38	/	686,63	/
D240	2110,59	/	1266,35	/
ST	63,00	/	37,80	/
FR (Al)	/	75,81	/	2898,91
FR (Bc)	/	180,00	/	6883,20

VII.2.5.2 Combinaisons des charges

- à l'ELS :

Tableau VII-3 : combinaisons à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	18902,22	183,76	7027,07	0,00	7027,07
G+1.2Al+ST	20964,42	274,73	10505,76	1237,32	11743,08
G+1.2Bc+ST	20435,07	399,76	15286,91	919,71	16206,62
G+Mc120	20046,60	183,76	7027,07	686,63	7713,70
G+D240	21012,81	183,76	7027,07	1266,35	8293,42

❖ Sollicitations les plus défavorables :

$$M_{\max} = 16206.62/3 = 5402.21 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 133.25 \text{ KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 6988.14 \text{ KN}$$

- à l'ELU :

Tableau VII-4 : combinaisons à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	25517,99	254,76	9741,98	0,00	9741,98
1.35G+1.6Al+1.6ST	28284,39	376,05	14380,23	1102,39	15482,62
1.35G+1.6B+1.6ST	27578,60	542,76	20755,10	1029,95	21785,04
1.36G+1.35Mc120	28367,29	254,76	9741,98	1266,35	11008,33
1.35G+1.35D240	25603,04	254,76	9741,98	37,80	9779,78

❖ Sollicitations les plus défavorables :

$$M_{\max} = 7261.68 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 180.92 \text{ KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 9428.13 \text{ KN}$$

VII.2.5.3 Vérification du flambement

Il faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

λ : élancement de la pièce = Lf/i

Lf : longueur de flambement = $0.7 \times L$

i : rayon de giration = $D/4$

On a alors : $\lambda = 46.76$

$$\bar{\lambda} = \max (50 ; \min(67 \cdot e_0 ; 100)) = 50$$

On a : $\lambda < \bar{\lambda}$ (pas de risque de flambement)

VII.2.5.4 Ferrailages

❖ Ferrailage longitudinale :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, il sera donc calculé en flexion composée. Le ferrailage sera réalisé en utilisant le **ROBOT EXPERT**, avec les données géométriques et mécaniques appropriées.

$A_s = 380.1 \text{ cm}^2$; on prend : **48 HA32** ; avec : $A_{ser} = 385.84 \text{ cm}^2$; $e = 15 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité : $A_{ser} \geq A_{min} = 0.23.(f_{tj}/f_e).\pi.D^2$

$A_{ser} = 385.84 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 156 \text{ cm}^2$; **Condition de non-fragilité vérifiée**

❖ Ferrailage transversale :

Φ_t : diamètre des cercles transversale.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinale.

$\Phi_t \geq \Phi_l/3 = 32/3 = 10,66 \text{ mm}$

Espacement minimal $\leq 15 \Phi_l = 15 \times 3.2 = 48 \text{ cm}$

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de **HA14** espacés de **30cm** en zones courante et de **15cm** en zones critiques.

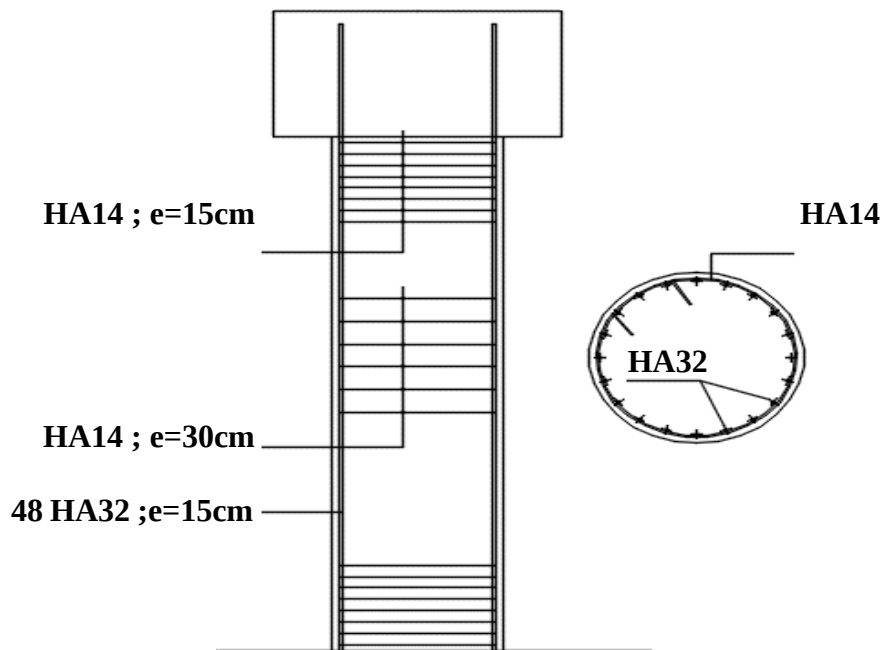


Figure VII-6 : Croquis du ferrailage du fût.

VII.2.6 Étude de la semelle

Longueur de la semelle : $L = 10.2$ m

Largeur de la semelle : $B = 9.6$ m

Hauteur de la semelle : $H = 3.3$ m

VII.2.6.1 Condition de non-renversement

$$B' = 3[(B/2) - e_0] \geq (1/10) B.$$

On a : à l'E.L.U: $e_0 = M/N = 0,58$ m ; donc : $B' = 12.66$ m $> (1/10) B$

La semelle de la fondation est stable au renversement.

VII.2.6.2 Ferrailage de la semelle

❖ Armatures transversales inférieures :

Méthode des bielles : La validité d'application de la méthode des bielles implique que l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45° :

Avec : $H = 3.3$ m

$b = 9.6$ m

$L = 7.2$ m (entraxe entre les deux pieux d'extrémité)

$\Phi = 2$ m (diamètre du pieu)

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow 3.2 \text{ m} > 3.1 \text{ m (condition vérifiée)}$$

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 45.93^\circ$$

Condition normale : $\bar{\sigma}_a = 333.33$ MPa

$$N_{\max} = 3.78 \text{ MN} \quad \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$
$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{2}{h} \Rightarrow A_s = 46.04 \text{ cm}^2$$

Condition sismique : $\bar{\sigma}_a = 500$ MPa ; $N_{\max} = 8.31$ MN

$$A_s = 160.92 \text{ cm}^2$$

On prend : **20 HA32** ; $e = 15$ cm

a) Armatures longitudinales inférieures :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = A_s / 2 = 160.92 / 2 = 80.46 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 17 \text{ HA25} ; e = 19 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = A_s / 3 = 160.92 / 3 = 53.64 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 17 \text{ HA20} ; e = 15 \text{ cm}$$

c) Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = A_s / 4 = 160.92 / 4 = 40.23 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 20 \text{ HA16} ; e = 19 \text{ cm}$$

d) Armatures latérales :

$$A_l = A_s / 10 = 160.92 / 10 = 16.09 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 15 \text{ HA12} ; e = 20 \text{ cm}$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1m.

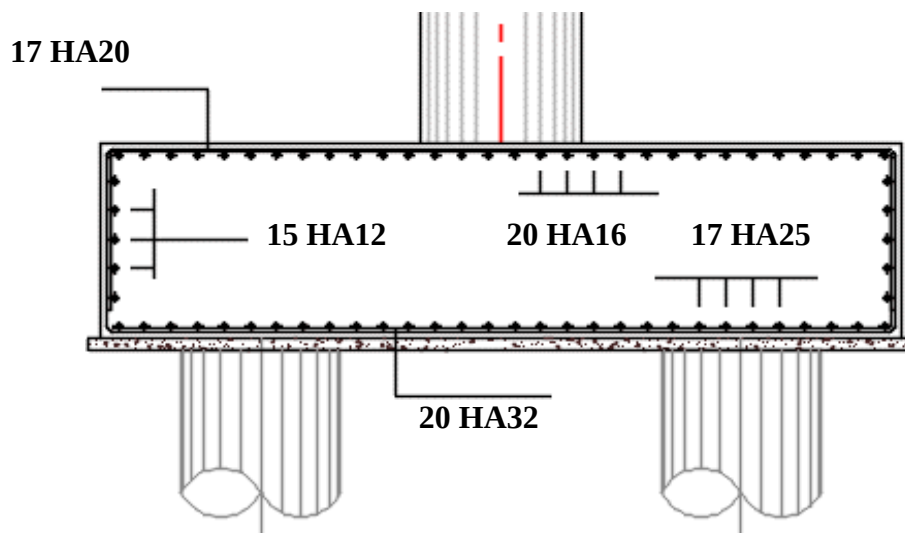


Figure VII-7 : ferraillage de la semelle

❖ Remarque :

D'après le rapport géotechnique (**ANNEXE A**) et Sur la base des résultats tirés des essais in situ (essais pressiométrique) et la nature du sol observée à travers le sondage carotté, nous avons établi des calculs de fondation pour le cas suivant :

Fondation profonde : nous avons proposé un pieu de diamètre $\varnothing = 1.20 \text{ m}$ ancré à 18m dans la formation schisteuse.

Tableau VII-5 : Valeurs des charges

Longueur de pieu D (m)	Charge limite de pointe Q_{pu} (t)	Charge limite de frottement Q_{fu} (t)	Charge nominale Q_n (t)
18	221.98	254.34	201

VII.2.7 Phénomène d'affouillement

Les affouillements des piles de pont sont des phénomènes d'érosion localisée qui se produisent autour des fondations des piles immergées des ponts. Cette érosion est causée par l'écoulement de l'eau, qui peut entraîner le déplacement de matériaux de fondation, menaçant ainsi la stabilité des piles et, par conséquent, du pont lui-même.

L'affouillement est souvent provoqué par des courants rapides qui érodent progressivement les matériaux du lit de la rivière autour de la structure. Pour prévenir ce phénomène, il est proposé de protéger les piles en plaçant des pierres ou des rochers autour d'elles, ce qui permet de dissiper l'énergie des courants d'eau (protection par enrochement).

VII.3 ÉTUDE DE LA CULÉE

La culée constitue l'un des éléments essentiels de la structure du pont. Son rôle principal consiste à assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain afin de garantir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

VII.3.1 Conception des culées

VII.3.1.1 Choix de type de culée

Il existe trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Une culée remblayée est choisie (appui et soutien des remblais).

VII.3.1.2 Éléments constituant une culée remblayée

Une culée remblayée comprend les composants essentiels suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

VII.3.1.3 Prédimensionnement de la culée

Les dimensions choisis sont illustrées dans la figure suivante :

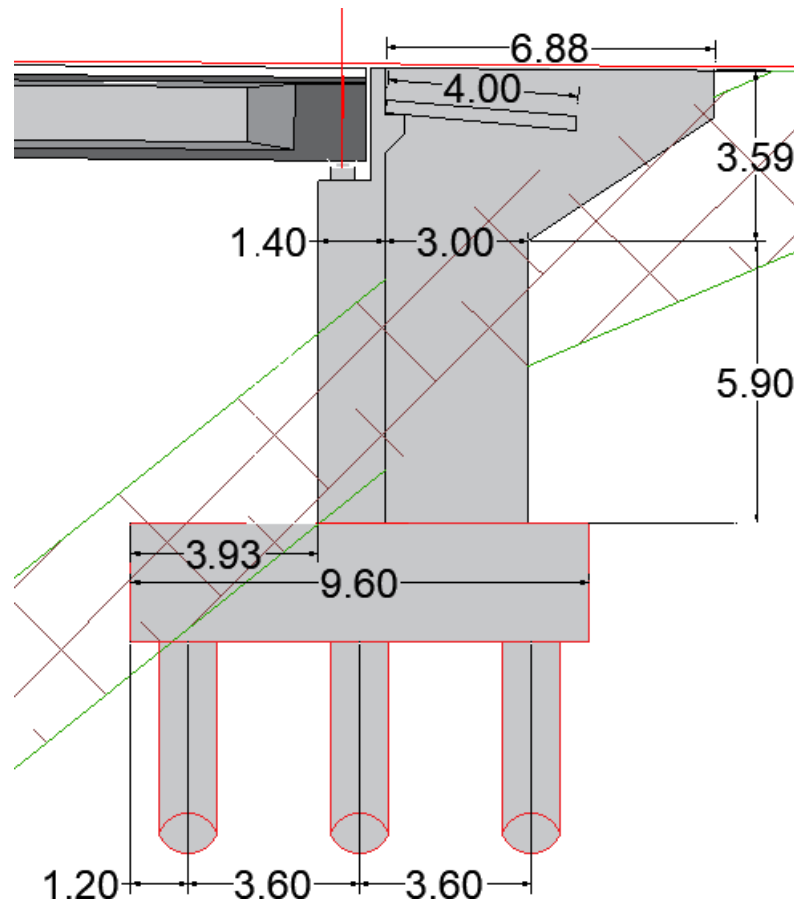


Figure VII-8: Dimensions de la culée C02.

VII.3.2 Évaluation des efforts agissants sur les culées

Il y a différents types d'efforts qui affectent la culée, tels que le poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, le poids et la poussée des terres, l'effet du séisme, le freinage et les déformations différées, que nous allons traiter en détail.

L'étude se concentrera sur la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

VII.3.2.1 Calcul du coefficient de poussée

Le coefficient de poussée K_{ad} est donné par le RPOA par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = \arctg \left(\frac{K_h}{1 + K_v} \right)$$

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.2$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$

A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30^\circ$

β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta(\text{Culée 02}) = 0^\circ$

Le calcul se fait sous les quatre cas illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-6 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

Cas	kh	kv	θ (°)	Kad
Normal	0.00	0.00	0.00	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.20	0.06	10.68	0.46
Séisme Horizontal	0.20	0.00	11.31	0.47
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.20	- 0.06	12.01	0.48

Convention de signe : M Renversant : (-) M Stabilisant : (+)

Tableau VII-7 : Efforts agissant sur la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6120.00	/	0.00	1.25	0.00	/
Mur F	2570.40	/	0.00	6.10	0.00	/
DDT	135.00	/	2.91	11.06	392.85	/
Mur en R	559.95	/	3.15	8.08	1763.84	/
Corbeau	54.00	/	1.08	10.74	58.32	/
MGG	181.31	/	0.75	10.87	135.98	/
Poids des Terres Amot	4069.44	/	2.41	6.69	9807.35	/
Poids des T sur DDT	268.11	/	2.91	11.06	780.20	/
Poussée des terres	/	3861.96	/	-4.01	/	-15473.59
Poussée Semelle	/	0.00	/	0.00	/	0.00
Poussée DDT	/	0.00	/	0.00	/	0.00
Poids Sur 10kN/m ²	346.50	/	2.40	/	831.60	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	356.99	/	-6.01	/	-2145.53

Tableau VII-8 : Efforts dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Rg	3716.58	/	-0.37	/	-1375.13	/
R(Al)	1240.45	/	-0.37	/	-458.96	/
Rbc	1126.64	/	-0.37	/	-416.86	/
RMc120	1091.46	/	-0.37	/	-403.84	/
RD240	1778.82	/	-0.37	/	-658.16	/
RST	31.50	/	-0.37	/	-11.66	/
Hf+r	/	69.62	/	-9.70	/	-675.31
HT°	/	37.11	/	-9.70	/	-359.97
Frein Al	/	115.42	/	-9.70	/	-1119.56
Frein Bc	/	180.00	/	-9.70	/	-1746.00

VII.3.2.2 Combinaisons de charges

à ELS :

Tableau VII-9 : Combinaisons à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	17674.79	3953.85	-18510.42	11563.41	-6947.01
G+0.6T+1.2Q	18090.59	4382.24	-21085.06	12561.33	-8523.73
G+0.6T+1.2A(l)+ST	19194.82	4092.35	-19853.89	10998.66	-8855.23
G+0.6T+1.2Bc+ST	19058.25	4169.847	-20605.62	11049.19	-9556.43
G+0.6T+Mc120	18766.24	3953.85	-18510.42	11159.57	-7350.85
G+0.6T+D240	19453.61	3953.85	-18510.42	10905.24	-7605.18

à ELU :

Tableau VII-10 : Combinaisons à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	23860.96	5341.03	-22124.99	15610.60	-6514.39
1.35G++0.9T+1.6Q	24415.36	5912.22	-25557.85	16941.16	-8616.69
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	25896.07	5525.70	-23916.29	14857.61	-9058.68
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	25713.98	5629.03	-24918.59	14924.98	-9993.61
1.35G+0.9T+1.35Mc120	25334.43	5341.03	-22124.99	15065.42	-7059.58
1.35G+0.9T+1.35D240	26262.37	5341.03	-22124.99	14722.08	-7402.92

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

Tableau VII-11 : Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	M [KN.m]
ELS	19453.61	4382.24	-9556.43
ELU	26262.37	5912.22	-9993.61

VII.3.3 Évaluation des charges sismiques

Tableau VII-12 : Evaluation des charges sismiques.

	N1 (kN)	V1 (kN)	M _V (Kn.m)	M _h (Kn.m)
Total	837.49	2791.64	776.31	12417.51

VII.3.3.1 Evaluation des charges sismiques due à la poussée des terres

La poussée des terres agissant sur un hauteur H et un Largeur L est :

$$F_p = (1/2) \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times k_{ah} \times H^2$$

Tableau VII-13 : Valeurs extrêmes de la poussée dynamique

	N2 (kN)	V2 (kN)	M _h (Kn.m)
Pad Max	0.00	5752.87	23049.83
Pad Min	0.00	5327.49	21345.46

Par sommation des efforts sismiques des différentes éléments de la culée et les valeurs extrêmes de la poussée dynamique on aura les valeurs suivantes :

- **1 ère cas** : Cas de séisme « horizontal ; $1 + kv$ ».
- **2 ème cas** : Cas de séisme « horizontal ; $1 - kv$ ».
- **3 ème cas** : Cas de séisme « vertical »

Tableau VII-14 : Les efforts sismique totale de la culée

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	0.00	8544.51	35467.33
CAS 2	0.00	8119.13	33762.97
CAS 3	837.49	0.00	776.31

VII.3.3.2 Evaluation des charges sismiques due au tablier

Les composantes sismiques sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII-15 : Effort sismique du tablier agissant sur la culée

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Seisme Tablier	682.91	1675.57	252.68	16253.00

Le calcul de la somme des efforts sismiques du tablier et de la culée sera effectué en prenant la racine carrée de la somme des carrés de l'effet sismique de la culée, de la poussée dynamique, et de l'effet sismique du tablier.

Tableau VII-16 : somme des efforts sismiques du tablier et de la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0.00	8707.25	39013.99
CAS 2	0.00	8290.22	37471.30
CAS 3	1080.63	0.00	734.04

VII.3.3.3 Combinaison des actions

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinés avec la somme des efforts permanents de la culée et les deux valeurs extrêmes du tablier et de l'étude statique.

Tableau VII-17 : somme des efforts permanents de la culée avec les extrêmes du tablier

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
R max	14313.97	120.46	10439.43
R min	14176.50	107.55	10263.27

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-18 : combinaison d'actions au pied de la culée (ELA)

	N (Kn)	V (Kn)	M (Kn.m)
P max - H + 0,3V	14638.16	8827.71	-28354.36
P min - H - 0,3V	13852.31	8397.77	-27428.24
P max + V - 0,3H	15394.60	2732.64	-530.73
P min - V - 0,3H	13095.87	2594.61	-1712.16

Pmax ; L'effort statique maximal.

Pmin : L'effort statique minimal.

H : Effort sismique horizontal.

VII.3.4 Ferrailage des éléments de la culée

Détail de ferrailage des éléments de la culée est dans L'ANNEXE C.

VII.3.4.1 Mur-Garde-grève

Le calcul des sollicitations a été fait Selon le document SETRA, le mur de garde est principalement soumis à l'action des forces horizontales sur sa face arrière en contact avec les terres, telles que :

- la poussée des terres ;
- la poussée d'une surcharge locale située derrière le mur de garde ;
- la force de farinage.

❖ Évaluation des efforts

➤ Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = (1/2) \times \gamma \times K_a \times H^2 \times L$$

Avec :

H : La hauteur de remblai

Ka : Le coefficient des poussées des terres.

γ : Le poids volumique.

L: Longueur de remblai.

$$M_{p_ELU} = 17.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p_ELS} = 13.18 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment due au freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donnée par la formule :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$$P = 60 \text{ KN.}$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'ELU.}$$

$\mu = 1.2$ à L'ELS.

$$MP_{ELU} = 91.19 \text{ KN.m.}$$

$$MP_{ELS} = 68.39 \text{ KN.m.}$$

➤ Poussée d'une charge locale :

La formule utilisée pour exprimer le moment d'encastrement à la base du mur garde grève sera la suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^n \frac{h-x}{0.25+x} dx, \text{ avec : } K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

Bc : coefficient de pondération du système Bc ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ($\delta = 1.065$) ;

h : hauteur de mur garde grève

$$M_{p/k} = 8.27 \text{ kN.m.}$$

$$M_P - ELS = 41.88 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_P - ELU = 55.84 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Combinaison d'actions sur le MGG

$$M_{ELU} = 164.82 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 123.45 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Ferrailage de MGG

Une simple flexion est utilisée pour solliciter le mur garde-grève, ce qui rend la fissuration préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert $A_s = 22.8 \text{ cm}^2$, On prend **6HA25/ml** ; $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$
 $St = 17 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $A_{st} = A_s/4 = 5.7 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA12/ml** ; $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$
 $St = 17 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A's = A_s/3 = 7.6 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA14/ml** ; $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$
 $st = 17 \text{ cm}$.

VII.3.4.2 Étude de mur en retour

Les deux côtés du mur en retour sont supposés être encastres (côté du mur frontal et côté de la semelle).

Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussée horizontale répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour a été effectué en utilisant un élément de coque, construit à l'aide du logiciel de calcul Robot.

La modélisation obtenue à l'ELS est présente sur la figure suivante :

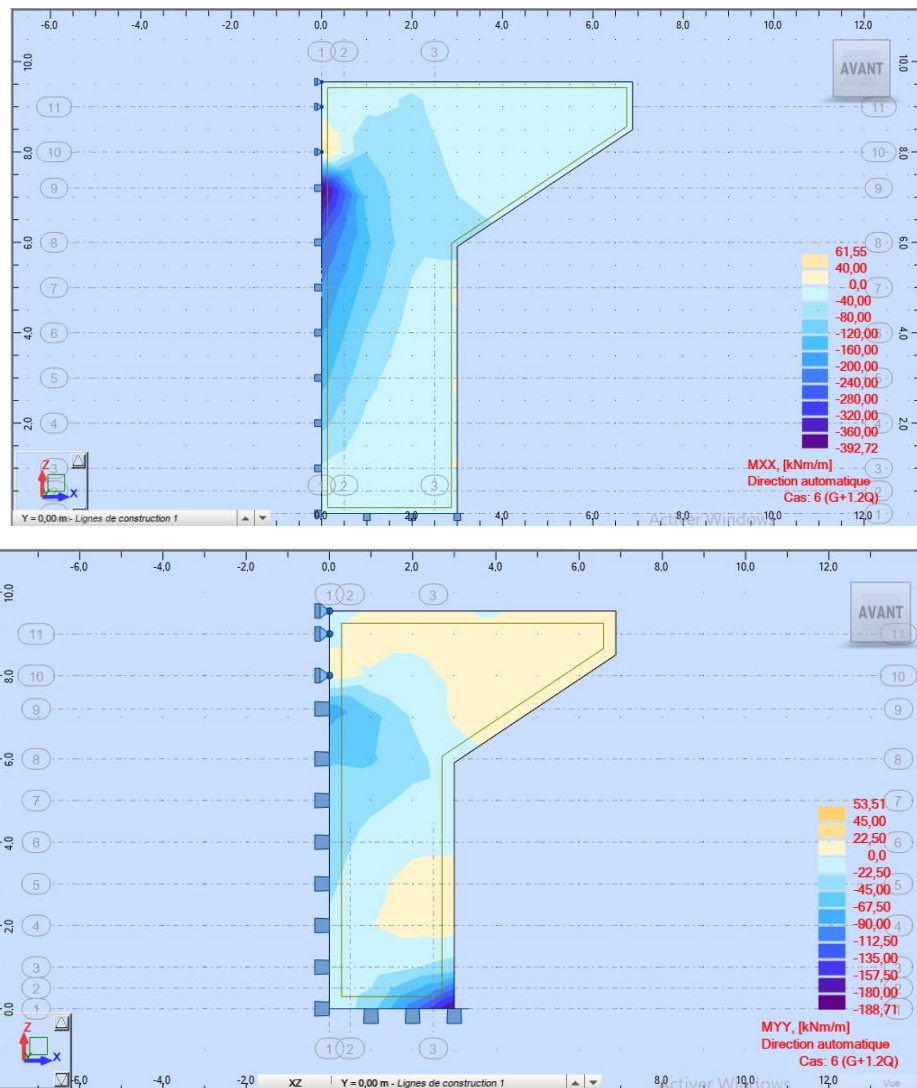


Figure VII-9 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS

$$M_{xx} = -240 \text{ KN.m/ml} \quad M_{yy} = -90 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Ferrailage de mur en retour

Pour le côté intérieur (en contact avec le remblai), le ferrailage est effectué par robot expert (détaillé dans l'Annexe B), en flexion simple à l'ELS :

➤ Ferrailage selon xx

Section d'acier : $A_s = 19.2 \text{ cm}^2$ (5HA25 ; $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$)

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3 = 6.4 \text{ cm}^2$ (5HA14 ; $A_{s1} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$).

➤ Ferrailage selon yy

Section d'acier : $A_s = 7 \text{ cm}^2$ (5HA14 ; $A_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$)

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3 = 2.33 \text{ cm}^2$ (5HA10 ; $A_{s1} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$).

VII.3.4.3 Dalle de transition

❖ Évaluation des efforts

On suppose que la dalle est simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 1,0 = 18,0 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de la dalle : $G_{\text{P.Dalle}} = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^2$.
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0,08 = 1,92 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 10 \text{ KN/m}^2$.

❖ Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Tableau VII-19 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1,35G+1,6Q	97.29	97.29
ELS	G+1,2Q	72.36	72.36

❖ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est soumise à une flexion simple, ce qui rend la fissuration préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert $A_s = 13 \text{ cm}^2$ On prend **5HA20/ml** ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$).

Armatures transversales : $A_{st} = A_s / 4 = 3.25 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA10/ml** ; $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$
 $St = 20 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A'_s = A_s / 3 = 4.33 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA12/ml** ; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
 $St = 20 \text{ cm}$.

VII.3.4.4 Mur frontal

Le mur frontal, qui est encastré dans la semelle, fonctionne à la flexion composée. Il est principalement sollicité aux charges permanentes, poids propres de la superstructure, à la poussée des terres, à la surcharge des remblais et aux charges d'exploitation. Le calcul complet est exposé dans l'annexe D.

❖ Sollicitations les plus défavorables

- ELS: $M_{\text{max}} = -955.95 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 848.56 \text{ KN/ml}$
- ELS: $T_{\text{max}} = 281.38 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 753.70 \text{ KN/ml}$
- ELU: $M_{\text{max}} = -1289.90 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1098.26 \text{ KN/ml}$
- ELU: $T_{\text{max}} = 379.64 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 970.95 \text{ KN/ml}$

❖ Ferrailage de Mur frontal

Section d'acier : avec Robot expert $A_s = 15.2 \text{ cm}^2$ On prend **6HA20/ml** ($A_s=18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St= 17 \text{ cm}$).

Armatures transversales : $A_{st} = A_s/4 = 3.80 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA10/ml** ; $A_s=4.71 \text{ cm}^2$
 $St = 17 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A's = A_s /3 = 5.07 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA12/ml** ; $A_s=6.79 \text{ cm}^2$
 $St = 17 \text{ cm}$.

VII.3.4.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ Évaluation des efforts

➤ Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2} ; R_{\text{Rem}} = \frac{4 \times 24.18}{2} = 48.36 \text{ kN/ml}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.

q : charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

➤ Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{sur-remblais}} = \frac{ql}{2} ; R_{\text{sur-remblais}} = \frac{4 \times 10}{2} = 20 \text{ kN/ml}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

❖ Combinaison d'actions sur le corbeau

$$R_{\text{ELU}} = 1.35MG + 1.6MQ = 97.29 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{\text{ELS}} = MG + 1.2MQ = 72.36 \text{ kN/ml.}$$

❖ Ferrailage du corbeau

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert $A_s = 10.4 \text{ cm}^2$ On prend **5HA20/ml** ($A_s=15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St= 20 \text{ cm}$).

Armature de construction : $A's = A_s /3 = 3.47 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA10/ml** ; $A_s=3.93 \text{ cm}^2$
 $St = 20 \text{ cm}$.

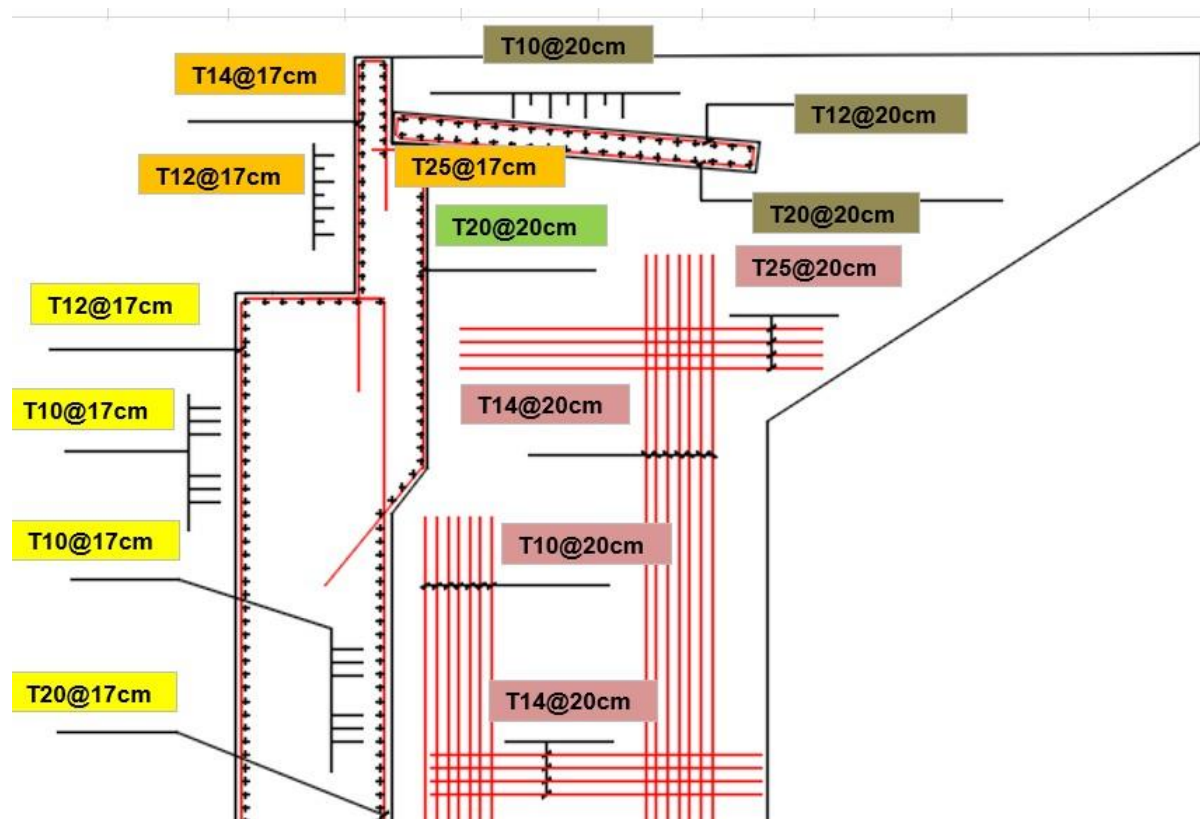


Figure VII-10 : Ferrailage culées.

VII.4 CONCLUSION

Il est essentiel de prendre en considération l'impact sismique lors du dimensionnement de l'infrastructure d'un pont, en particulier lorsque l'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée ou même moyenne.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études marque la fin d'une formation universitaire enrichissante à l'Ecole Nationale Supérieure de Travaux Publics.

En règle générale, l'étude d'un pont est une synthèse des différentes disciplines de l'ingénieur, ce qui nous a donné l'occasion de revoir les concepts théoriques et pratiques apprises lors de notre formation.

L'objectif de notre travail était de concevoir et d'étudier un pont dans la wilaya de Blida. En se basant sur une étude multicritère, nous avons choisi d'utiliser un pont à poutres précontraintes par post tension de type VIPP. Ainsi, nous avons étudié la superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage.

Grâce à l'écriture de ce mémoire, nous avons pu acquérir une compréhension des différentes étapes de d'établissement d'un ouvrage d'art, ainsi que nous familiariser avec l'utilisation des logiciels de calcul et de conception, tels que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et AUTOCAD.

Les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie sont régis par différents règlements tels que B.P.E.L, B.A.E.L, SETRA, RPOA...

Ce mémoire m'a grandement permis de renforcer mes compétences de calcul, d'approfondir mes connaissances théoriques, d'accroître mon esprit de recherche, de maîtriser la modélisation, d'améliorer les dessins techniques et d'enrichir ma bibliothèque. Ce mémoire m'a également offert la chance de m'entraîner à mettre en pratique les différentes règles, ce qui m'a permis de vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Finalement, je tiens simplement à dire que cela reste une expérience mémorable.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Aurelio Muttoni, Conception et dimensionnement de la précontrainte, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
- [2] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEI 91 révisé 99, 1999.
- [3] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [4] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [5] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [6] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [7] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
- [8] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [9] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [10] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [11] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [12] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [13] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [14] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

ANNEXE A

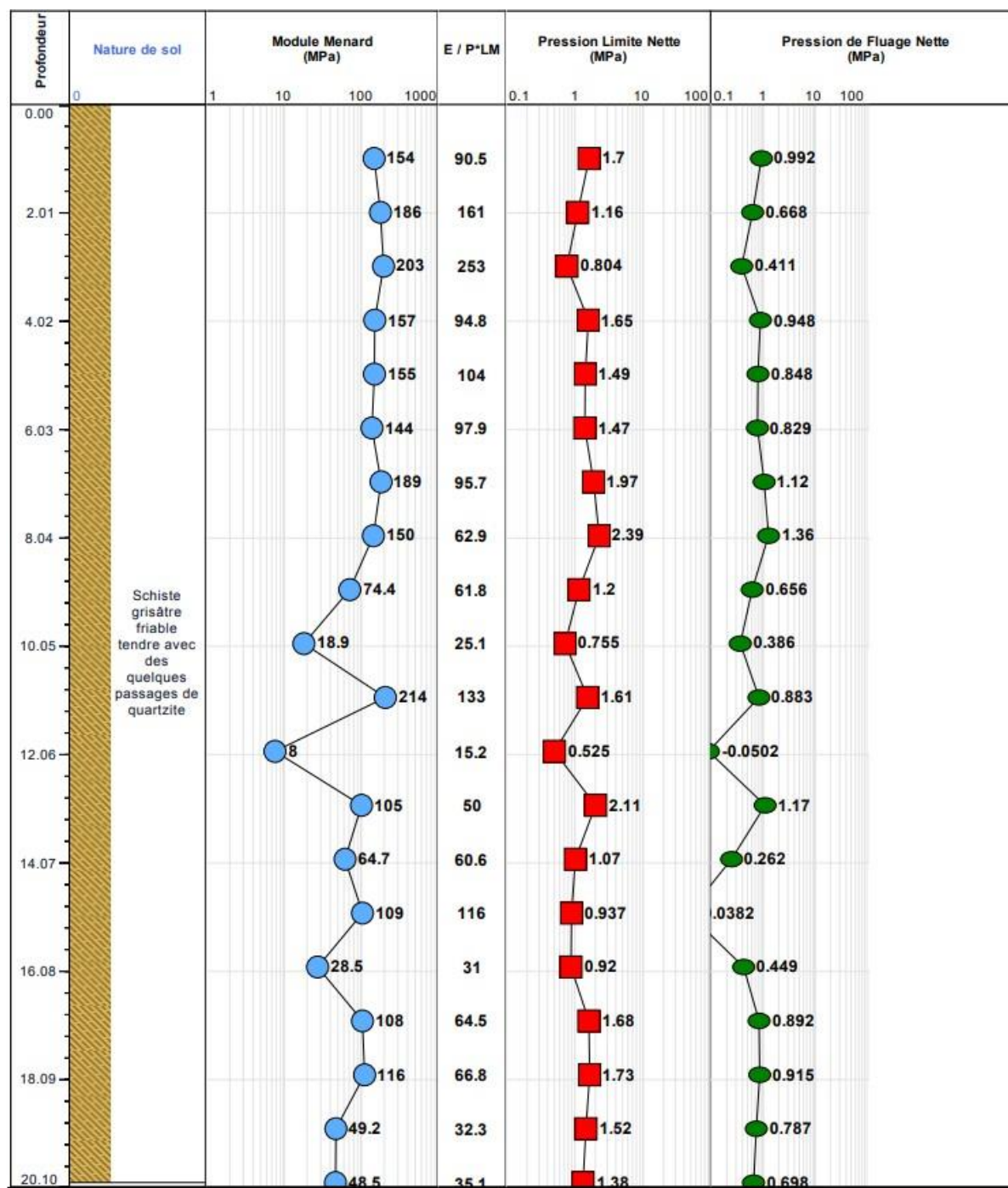
Exemple d'un sondage carotté

Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,5											
3,0											
4,5											
6,0											
7,5											
9,0											
10,5			67 %				CR				Schiste grisâtre friable tendre avec quelques passages de quartzite
12,0											
13,5											
15,0											
16,5									16,70 17,10		
18,0											
19,5	-20,00								19,80 20,00		
21,0	20,00										Fin du forage à une profondeur de 20 m.



Figure A.1 : Sondage N°2/VIADUC N°10 – Caisse N°3 (13.50 - 20.00m)

Exemple d'un essai pressiométrique



Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite PL (bars)	Pression de fluage Pf (bars)
2	185,7	1,16	0,70
4	156,5	1,65	1,00
6	143,7	1,47	0,91
8	150,2	2,39	1,47
10	18,9	0,75	0,53
12	8,0	0,53	0,12
14	64,7	1,07	0,46
16	28,5	0,92	0,67
18	115,7	1,73	1,17
20	48,5	1,38	0,98

Figure A.2 : Essai pressiométrique Menard (SCP-53 (2)) sur 20 m de profondeur.

ANNEXE B

Diagrammes des efforts internes longitudinaux

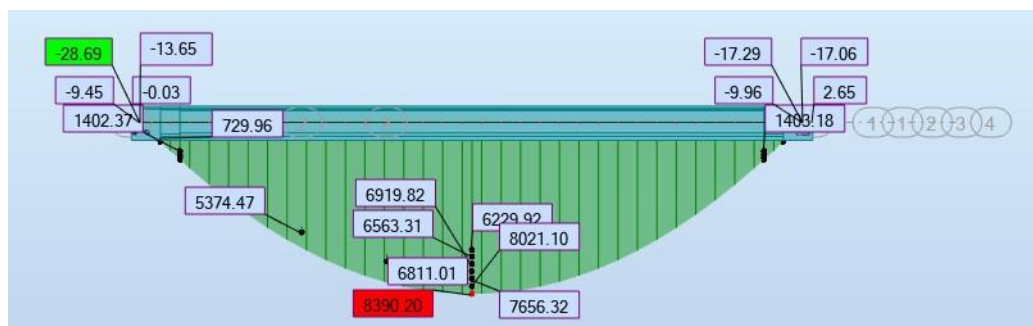


Figure B.1 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.



Figure B.2 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

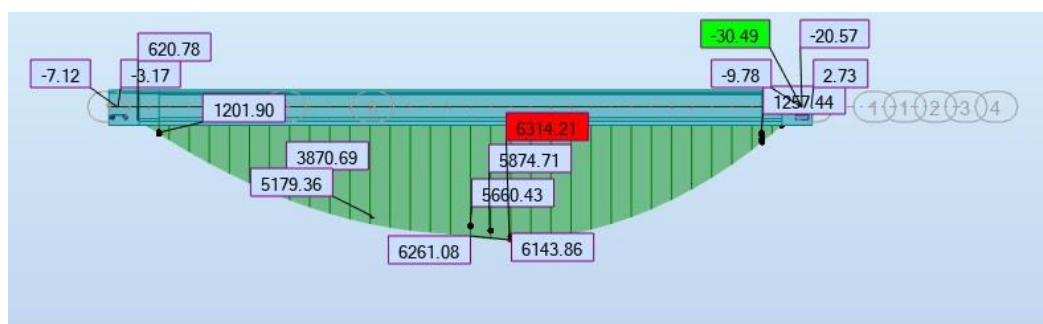


Figure B.3 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

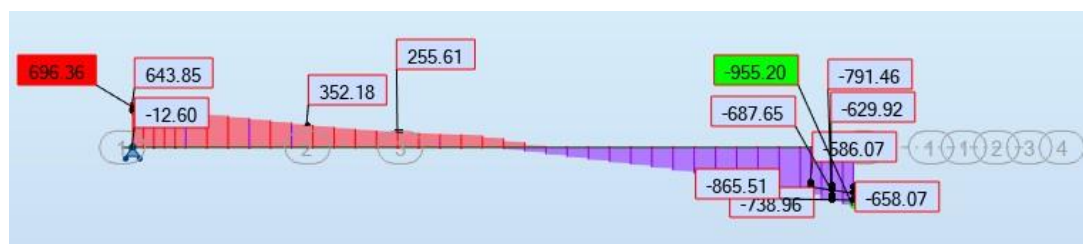


Figure B.4 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

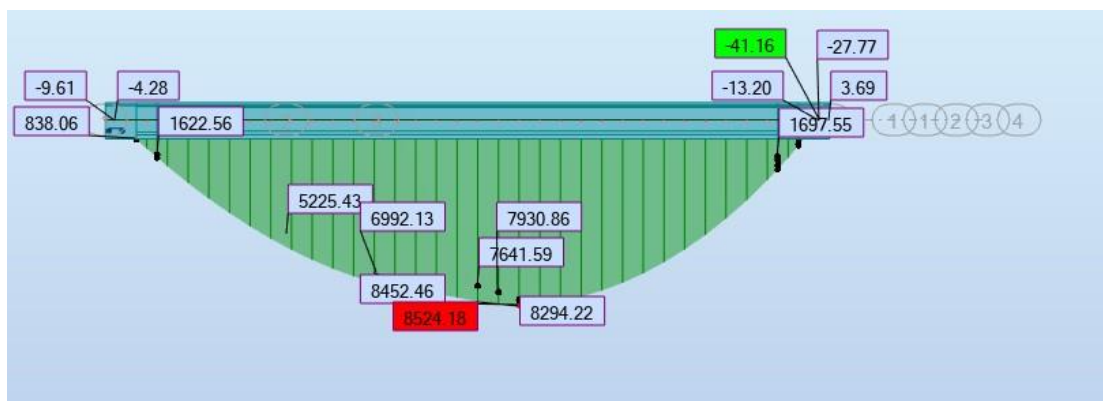


Figure B.5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

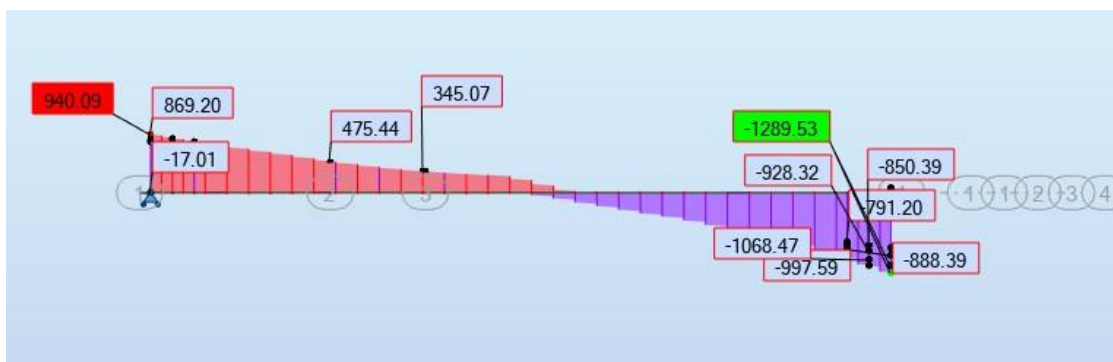


Figure B.6 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

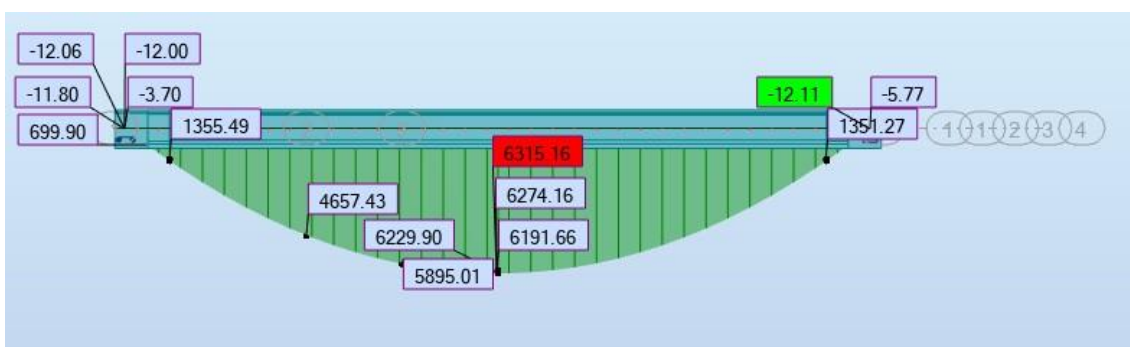


Figure B.7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).



Figure B.8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).



Figure B.9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).



Figure B.10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

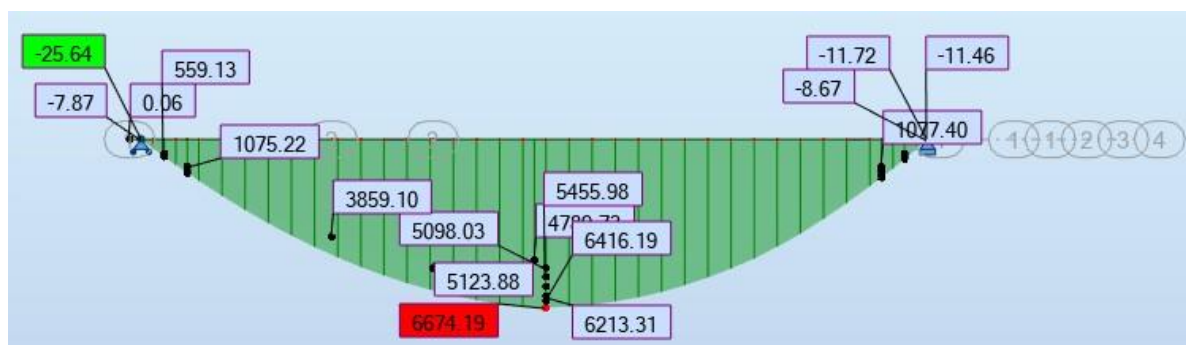


Figure B.11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.



Figure B.12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

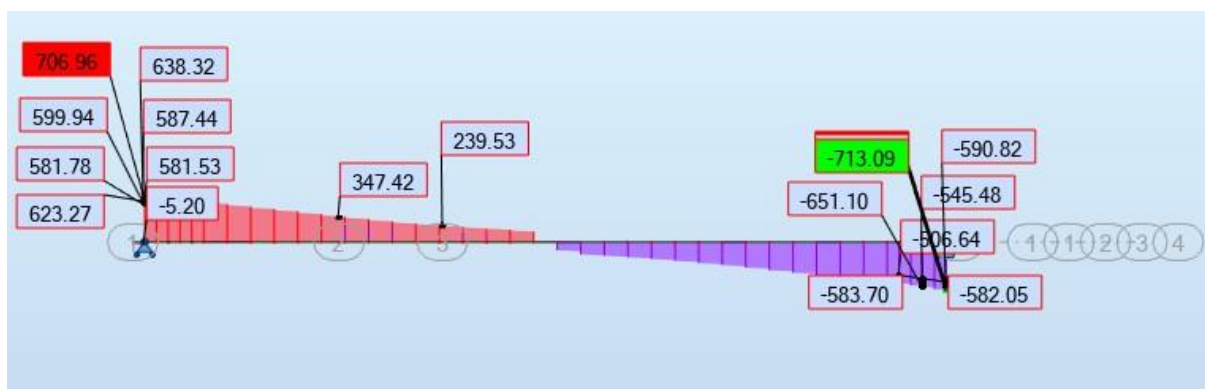
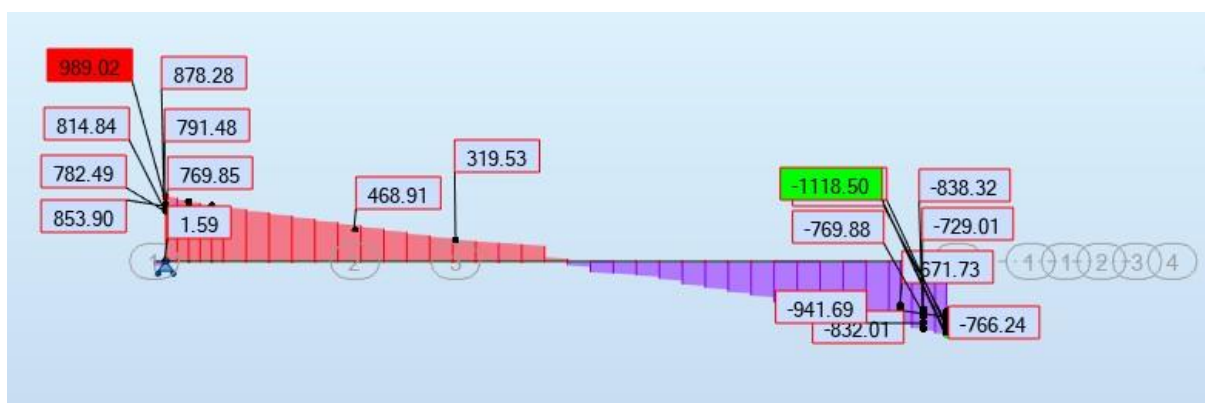




Figure B.17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

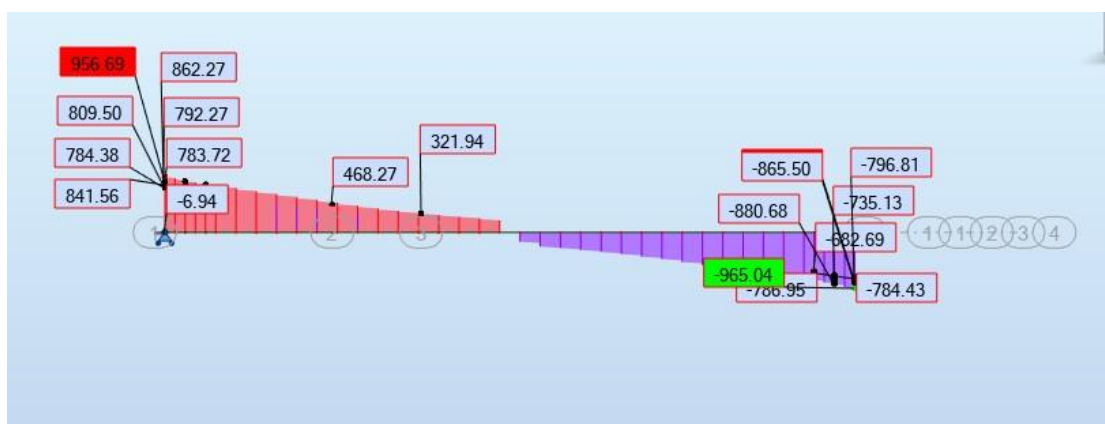


Figure B.18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



Figure B.19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

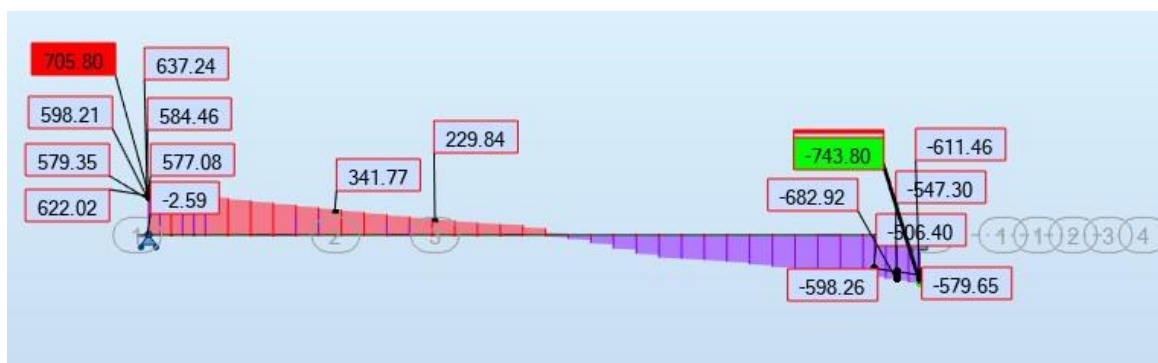


Figure B.20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

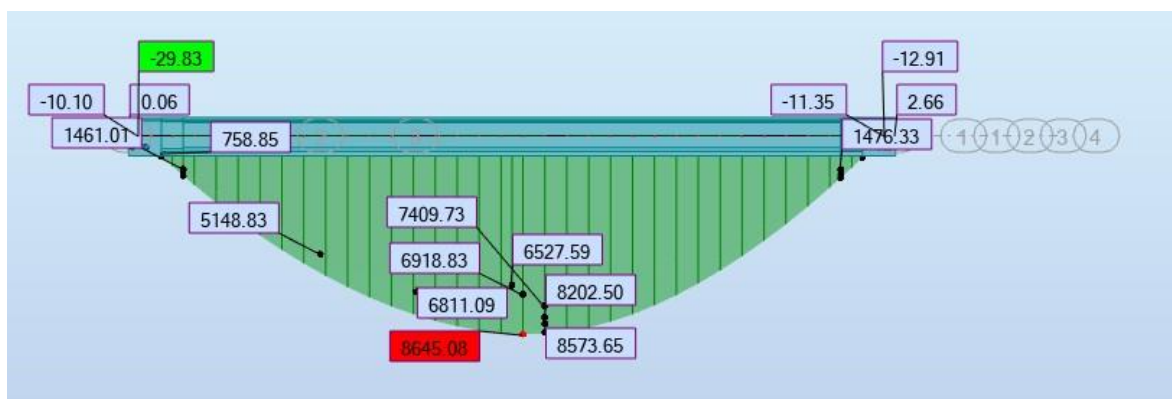


Figure B.21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

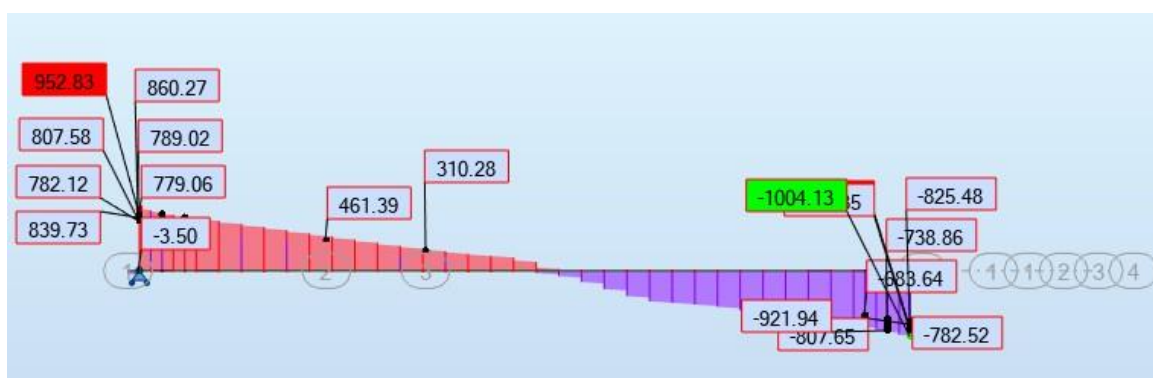


Figure B.22 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

HOURDIS

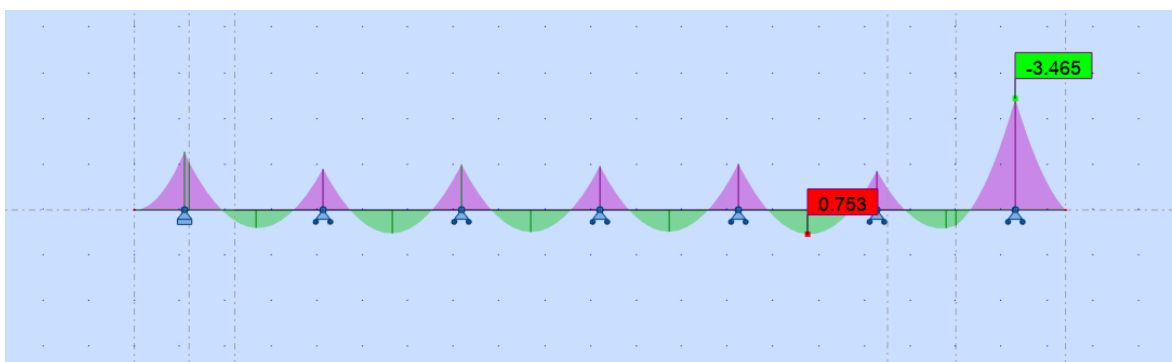


Figure B.23 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre.

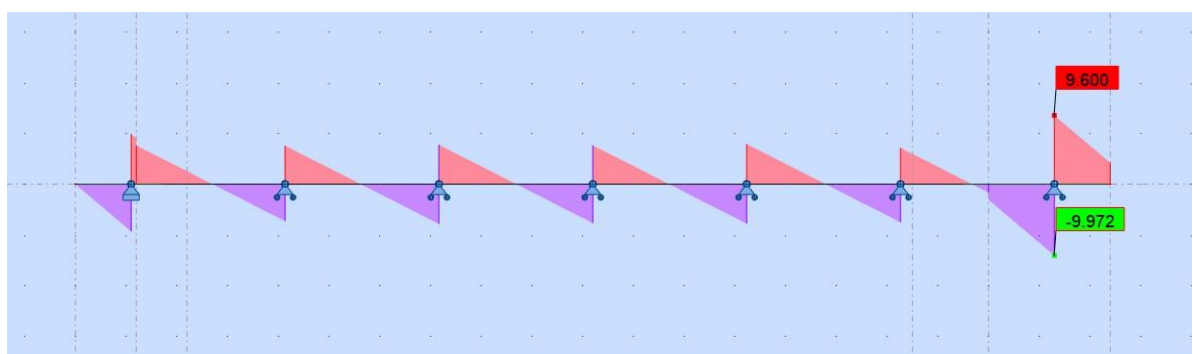


Figure B.24 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre.

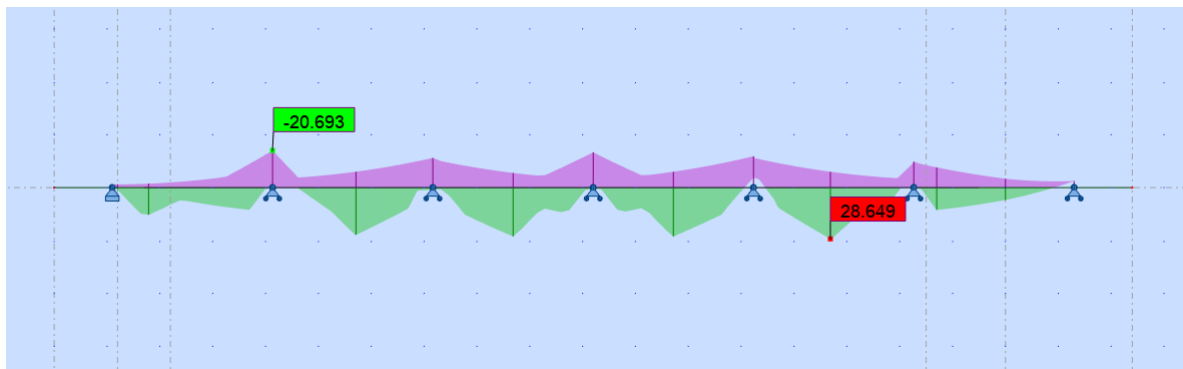


Figure B.25 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

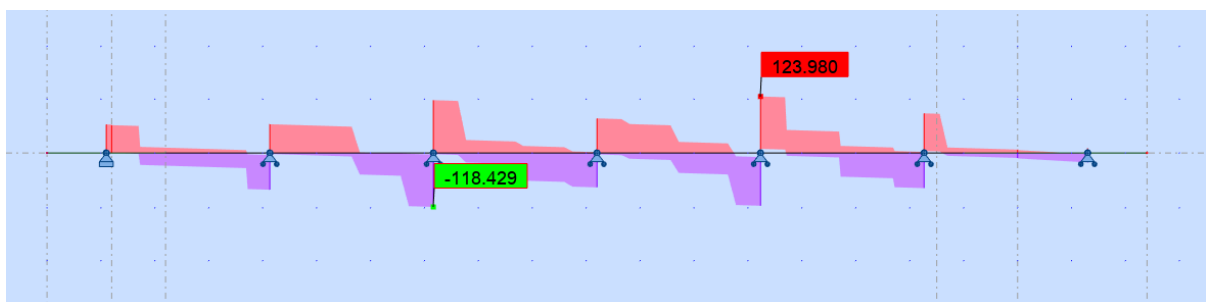


Figure B.26 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

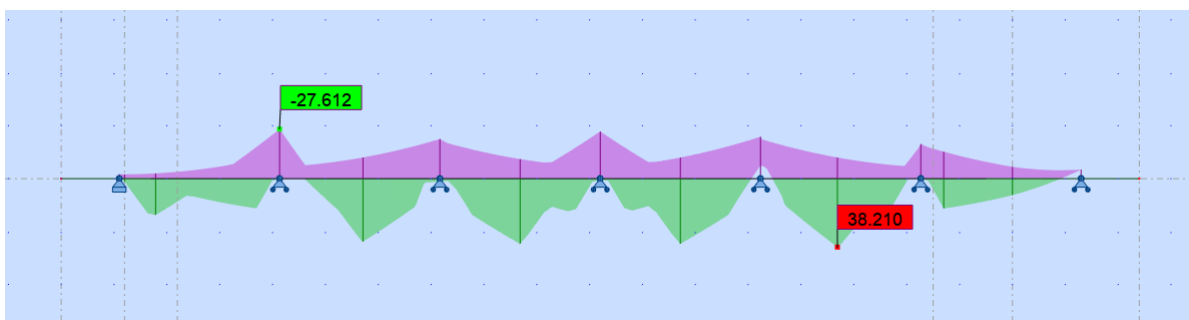


Figure B.27 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

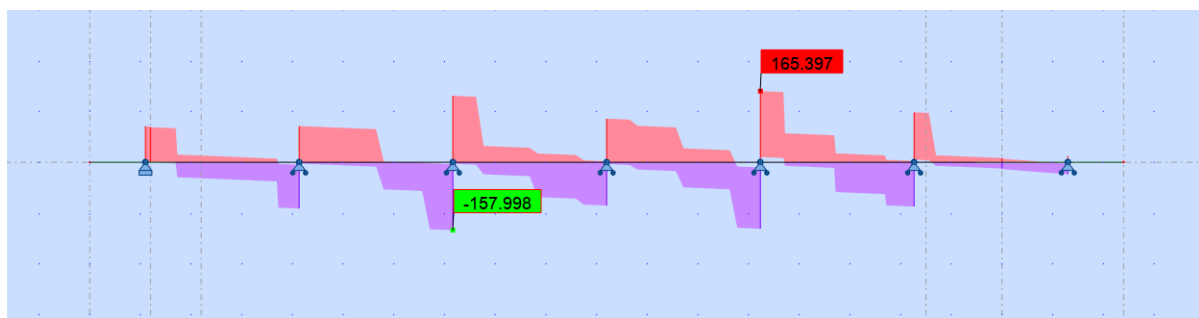


Figure B.28 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

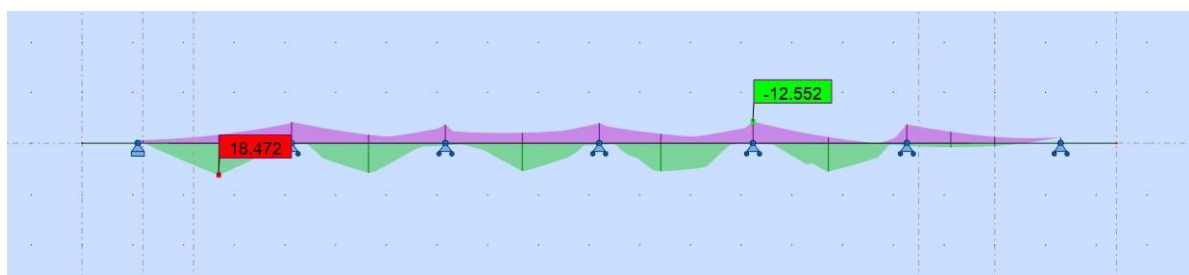
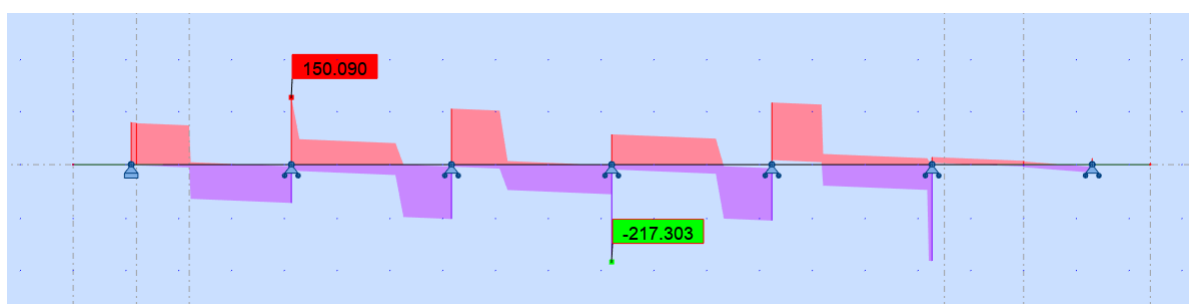
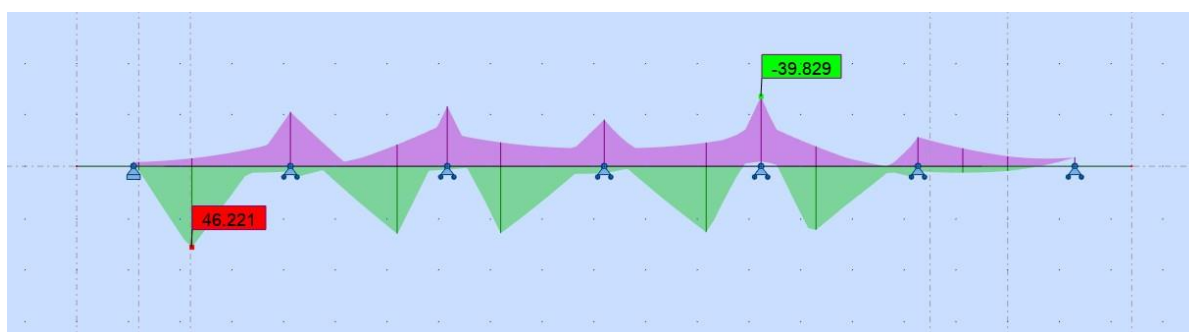
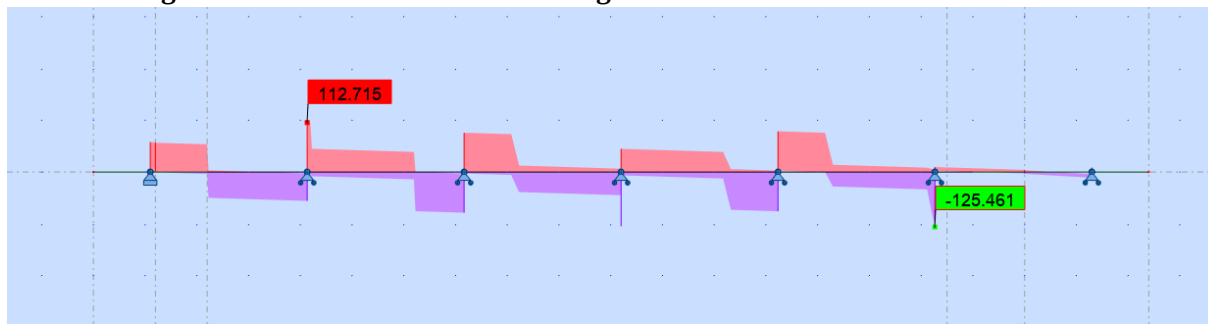
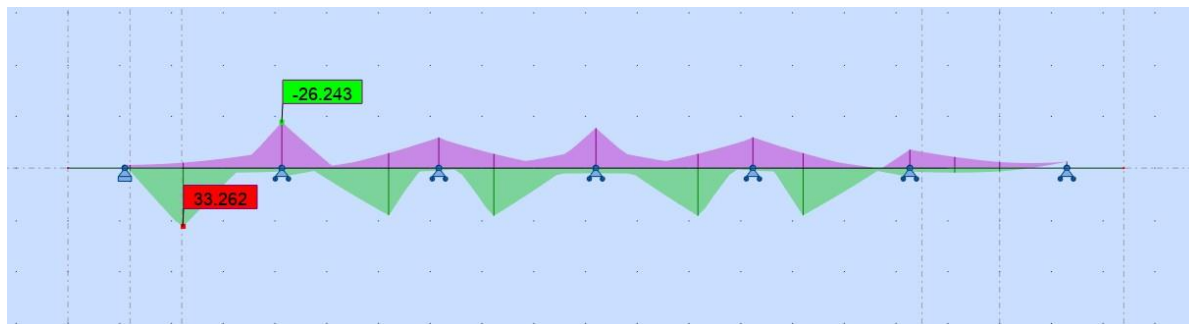


Figure B.33 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.



Figure B.34 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

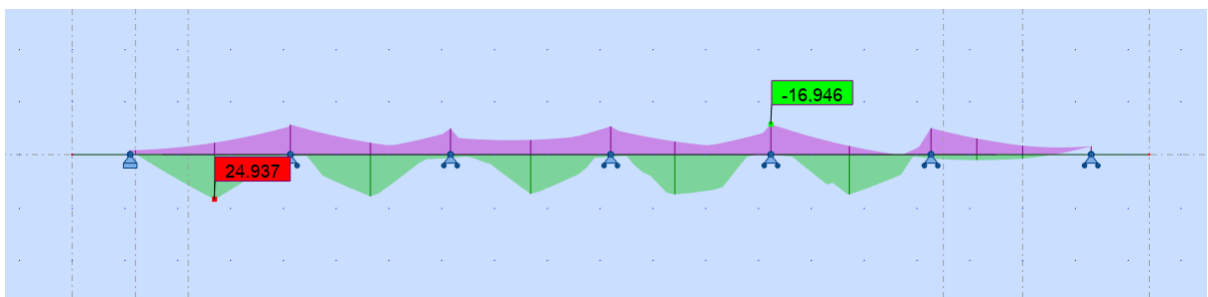


Figure B.35 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

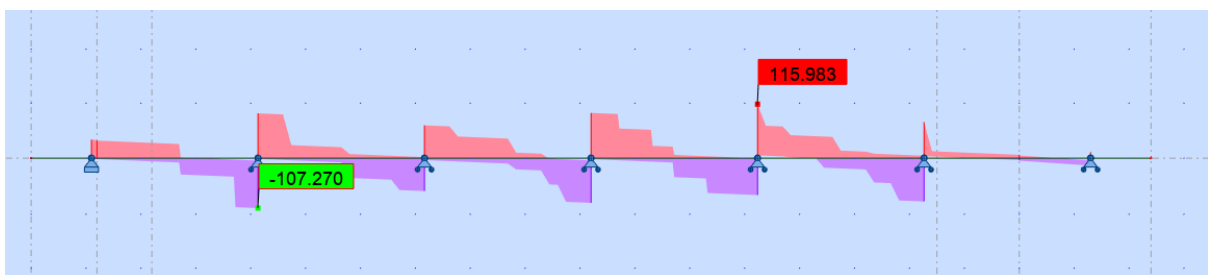


Figure B.36 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

ANNEXE C

Ferrailage de l'Hourdis

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

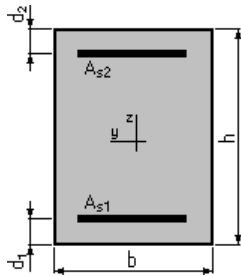
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	46,22	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,50$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 46,22$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	0,01	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 15,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,00$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Ferrailage de l'Hourdis

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

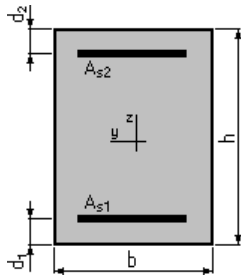
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	39,83	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,43$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 39,83$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	0,01	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 15,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,00$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Ferrailage de chevette Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

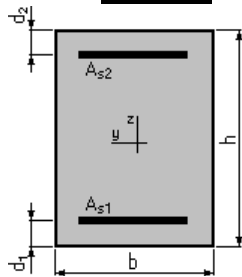
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 260,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	481,67	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 37,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,10$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 481,67$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,69

Position de l'axe neutre: $y = 23,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 137,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 6,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de chevette Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

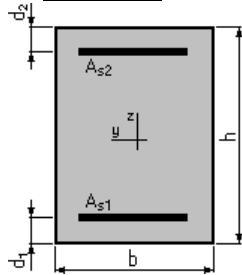
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 260,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1813,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 53,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 37,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,14$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 1813,50$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 24,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de chevêtre

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

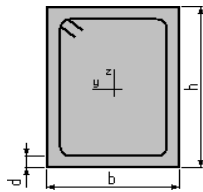
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$b = 260,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2400,22	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale

$t_u = 0,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite

$t_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures :

$\alpha = 90$ (deg)

Longueur de la travée : $L = 10,2$ (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 6,3$ (cm²)

Cadres:

2 $\text{Æ} 20$

Espacement :

$S_t = 12,1$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :

$S_{t,max} = 36,3$ (cm)

$6 + 10 \cdot 11 + 11 \cdot 35$ (cm)

Ferrailage longitudinal des Futs (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

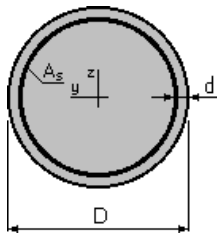
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 220,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	9428,13	7261,68	0,00
2.	ELS	6988,14	5402,21	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 380,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 380,1$ (cm²)

théorique $r = 1,00$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s \max} = 1900,7$ (cm²)

maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 9428,13 \text{ (kN)}$** **$M_y = 7261,68 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,95 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 129,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 149,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,14 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 429,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **$N = 6988,14 \text{ (kN)}$** **$M_y = 5402,21 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,36

Position de l'axe neutre: $y = 125,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 158,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 69,7 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 94,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage longitudinal des Pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

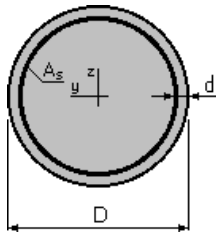
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	221,67	812,91	0,00
2.	ELS	0,00	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

théorique $r = 1,00$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 221,67 \text{ (kN)}$** **$M_y = 812,91 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 3,09 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 31,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 99,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9,27$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 0,00 \text{ (kN)}$** **$M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 100,00

Position de l'axe neutre: $y = 31,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 99,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de la Dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

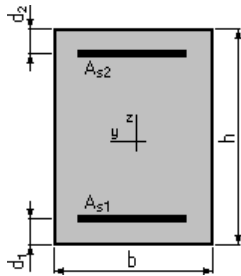
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97,29	0,00
Etat Limite de Service	72,36	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,52$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 97,29$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 23,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,26$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 72,36$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
----------------	--	---

ANNEXE C : Ferrailage

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 8,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 22,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $s_b = 8,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de le Corbeau

Calcul d'une Section Comprimée

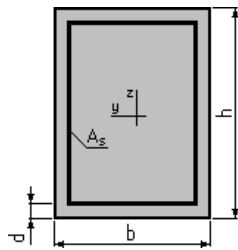
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97,29
Etat Limite de Service	72,36
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$l_y = 34,6$		Elancement	$l_z = 10,4$	
	$a = 0,65$		N_u (béton seul)	$= 3546,00$	(kN)

Béton:

s (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique $A_s = 10,4$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 10,4$ (cm²)

Section maximum	$A_{s \max} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$r = 0,52 \text{ (\%)}$
minimum	$r_{\min} = 0,35 \text{ (\%)}$
maximum	$r_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Ferrailage de le Mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

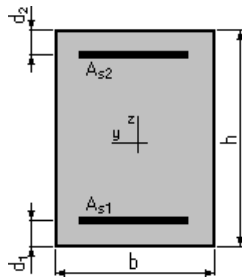
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	164,82	0,00
Etat Limite de Service	123,45	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,91$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 164,82$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,31		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 8,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 21,8$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,29$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{max} = 123,45$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			

ANNEXE C : Ferraillage

Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 11,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de le Mur frontal

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

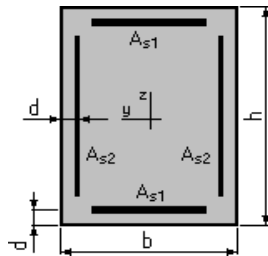
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	1098,26	1289,90	0,00
2.	ELS	848,56	955,95	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 28,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 700,0$ (cm²)

théorique $r = 0,22$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 1098,26$ (kN)** **$M_y = 1289,90$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 16,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 126,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,38$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 155,5$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 848,56$ (kN)** **$M_y = 955,95$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 36,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 121,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 74,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de le Mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple (Horizontales)

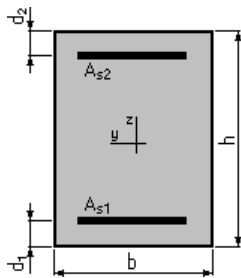
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	240,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,35$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 240,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de le Mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple (Verticales)

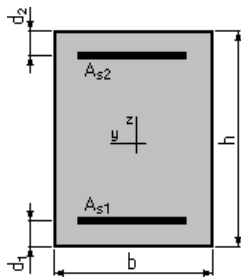
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	90,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,13$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 90,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 9,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 17,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)