

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN  
OUVRAGE D'ART (PASSAGE INFÉRIEUR)  
AU PK : 52+242**

**Présenté par :**  
LAOUAR Nahla

**Encadré par :**  
Dr. FEDGHOUCHE Ferhat  
BELEM RABET Iyas

Promotion 2023/2024

## Remerciements

---

*« Après avoir achevé ce mémoire de fin d'études, je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères.*

*Avant tout, je remercie Allah qui m'a donné le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*

*Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à ma famille, qui m'a soutenu tout au long de mes études et qui m'a toujours encouragé à avancer.*

*Mille mercis pour être les  
parents, frères et sœurs formidables que vous êtes.*

*Je souhaite adresser mes vifs remerciements et ma profonde reconnaissance à mon encadreur, M. BELEMRABET Ilyes, ainsi qu'à mon co-encadreur, Dr. FEDGHOUCHE Ferhat, pour leur confiance et pour avoir accepté de diriger ce mémoire.*

*Je tiens à remercier tous les enseignants et les travailleurs de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, sans exception.*

*J'adresse également mon remerciement aux membres du jury, qui me font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Enfin, Je souhaite associer à ces remerciements tous mes collègues. J'ai eu la chance de rencontrer des amis formidables qui m'ont encouragés et soutenus au cours de ces cinq années. »*

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة تنفيذ جسر عند النقطة الكيلومترية 242+52 في إطار الربط الطرقي بين باتنة والطرقي السيار شرق-غرب بطول 62 كم، ضمن الدفعة الثانية من مشروع بير الشهداء - الطريق السيار شرق-غرب، عند مستوى محول تاجنانت - شعوم العيد بمسارين مزدوجين بطول 42 كم.

بدأنا عملنا بتقديم المشروع، ثم انتقلنا إلى التصميم العام، حيث اقترحنا خيارين تم حساب أبعادهما بشكل مبدئي لاختيار الخيار الأكثر ملاءمة. واخترنا خيار الجسر بعوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد عن طريق الإجهاد اللاحق، لإجراء دراسة تفصيلية. بالإضافة إلى ذلك، فرضنا خصائص المواد المستخدمة في الحساب، وانتقلنا إلى تقييم الأحمال والشحنات المختلفة التي تطبق على المنشأة.

تتم دراسة الخيار المختار على مرحلتين رئيسيتين: دراسة الهيكل العلوي ودراسة الهيكل السفلي، حيث تم النمذجة باستخدام برنامج ، وتم إجراء التحقق من الحسابات وفقاً للمعايير والقواعد المعمول بها. ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS وأخيراً، تم تخصيص الفصل الأخير لجدولة وتنفيذ الأعمال.

الكلمات المفتاحية: جسر، عارضة، الإجهاد المسبق، دراسة، تصميم، بنية تحتية، جيوتكنيك

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude réalisation d'un Pont sur VF OA 22 au PK 52+242 dans le cadre de la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO sur 62 Km 2eme lot de Bir Echouhada –Autoroute Est Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant –Cheghoum Laid en 2\*2 voies sur 42 Km.

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, ensuite à une conception générale, dans laquelle on a proposé deux variantes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate ; et on a opté pour la variante du pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension ; pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul, et on est passé par l'évaluation des différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : étude de la superstructure et étude de l'infrastructure, dans lesquelles la modélisation est faite avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et règles en vigueur. Enfin, le dernier chapitre était consacré pour le phasage et la réalisation des travaux.

**Mots clés :** Pont, poutre, la précontrainte, étude, conception, infrastructure, géotechnique.

## Abstract

The purpose of this work is the design and study of the construction of a bridge on VF OA 22 at PK 52+242 within the framework of the highway connection linking Batna to the East-West Highway over 62 km, 2nd lot of Bir Echouhada - East-West Highway at the Tadjenant - Cheghoum Laid interchange with 2\*2 lanes over 42 km.

We began our work by presenting the project, then proceeded to a general design, in which we proposed two variants that were pre-dimensioned to choose the most suitable one. We opted for the variant of the bridge with prefabricated beams in prestressed concrete by post-tensioning for a detailed study. Moreover, we specified the characteristics of the materials used in the calculation and evaluated the various loads and overloads applied to the structure.

The study of the selected variant is carried out in two major steps: superstructure study and substructure study, where the modeling is done using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, and the calculation verifications are performed in accordance with current standards and regulations. Finally, the last chapter was devoted to the phasing and execution of the work.

**Keywords:** Bridge, beam, prestressing, study, design, infrastructure, geotechnics.

## Annotations

A	: coefficient d'accélération de zone sismique.
$A_p$	: section d'armature de précontrainte.
APD	: avant-projet détaillé.
APS	: avant-projet sommaire.
BAEL91	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.
$B_j$	: surface de la section ( $j$ ).
BPEL91	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
$B_t$	: surface de béton tendu.
CCP	: complément des charges permanentes.
CCTP	: cahier des clauses techniques particulières.
CP	: charges permanentes.
DTR	: document technique réglementaire.
$e_d$	: épaisseur de la dalle.
$E_{ij}$	: module de déformation instantanée au jour $j$ .
$E_P$	: module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
EPO	: étude préliminaire d'ouvrage.
$E_s$	: module de déformation élastique.
$f_{bc}$	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
$f_{bu}$	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
$f_{cj}$	: résistance caractéristique du béton en compression au jour $j$ .
$f_{peg}$	: limite d'élasticité garantie.
$f_{prg}$	: limite de rupture garantie.
$f_{tj}$	: résistance caractéristique du béton à la traction au jour $j$ .
$g$	: accélération gravitationnelle.
G	: charge permanente.
$h_p$	: hauteur de la poutre.
$I_0$	: moment d'inertie propre.
$I_G$	: moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
L	: longueur totale de l'élément.
$L_c$	: longueur chargeable.
$l_c$	: largeur chargeable.

$L_r$	: longueur roulable.
$l_r$	: largeur roulable.
$M_M$	: moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
$M_m$	: moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
$M_u$	: moment ultime.
$N$	: nombre de poutres.
$N_{bt}$	: effort normal dans la partie du béton tendu.
RCPR	: règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA	: règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
$S/\Delta$	: moment statique.
SETRA	: service d'étude technique des routes et autoroutes.
$S_t$	: espacement des armatures.
$T_u$	: effort tranchant ultime.
$V$	: distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.
$V'$	: distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.
VC	: voussoir courant.
VSP	: voussoir sur pile.
$y_j$	: position du centre de gravité par rapport à $\Delta$ .
$\beta$	: angle de la surface du remblai sur l'horizontal.
$\gamma$	: la masse volumique.
$\gamma$	: poids volumique des terres.
$\Delta$	: axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.
$\sigma_M$	: contrainte moyenne de compression.
$\tau_u$	: contrainte tangentielle dans le béton.
$v$	: effort tranchant maximum à l'état limite ultime.
$\Phi$	: diamètre de la gaine de précontrainte.
$\varphi$	: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
$v$	: largeur d'une voie.

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Tracé du projet.....	3
Figure I. 2 : Implantation du viaduc sur le projet.....	3
Figure I.3. Vue longitudinale de la voie portée.....	4
Figure I.4. Coupe transversale de la voie portée.....	4
Figure I.5. La carte de zonage sismique de l'Algérie.....	7
Figure II.6 : Les dimensions des différentes sections de poutres.....	10
Figure II.7 : Coupe transversale des profilés métalliques.....	11
Figure III.8 : . Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.....	16
Figure III.9 : Coupe longitudinale de la poutre.....	18
Figure III.10 : Coupe transversale du tablier.....	20
Figure III.11 : Système de chargement Bc.....	21
Figure III.12 : Sous système de charges Br.....	22
Figure III.13 : Système de chargement Bt.....	23
Figure III.14 : Système de chargement Mc 120.....	24
Figure III.15 : Convoi exceptionnel D240.....	25
Figure IV.16 : disposition des appareils d'ancrage dans la section médiane.....	36
Figure 17 : Disposition des appareils d'ancrage dans la section d'about.....	37
Figure 18 : Résultat Effort tranchant EL_D240+G.....	37
Figure IV.19 : Résultat Effort tranchant ELS_G.....	37
Figure IV.20 : Chemin de câbles.....	39
Figure IV.21 : calcul de moment statique par Robot.....	51
Figure IV.22 : Diagramme des contrainte a mis traves.....	52
Figure IV.23 : Zone de concentration des contraintes.....	55
Figure IV.24 : Disposition des câbles sur la poutre.....	55
Figure IV.25 : Croquis de ferrailage section d'about.....	56
Figure V.26 : Modèle poutre ROBOT.....	58
Figure V.27 : Charges permanentes.....	58
Figure V.28 : Cas de charge Al(2).....	59
Figure V.29 : Cas de charge Bc.....	59
Figure V.30 : Diagramme M_ELU.....	59
Figure V.31 : Effort due à la précontrainte.....	61
Figure V.32 : Cas de charges.....	61
Figure V.33 : Flèche due au poids propre.....	61
Figure 34 : La contre-flèche due à la précontrainte.....	62
Figures VI.35 : Constitution type d'appreile type b selon la norme SETRA.....	66
Figure 36 : Direction du séisme longitudinale.....	68
Figures VII.37 : Croquis de ferrailage du des d'appuis.....	77
Figure VII.38 : Détails de corniches.....	78
Figure VIII.39 : Modèle culé enterrée.....	81
Figure VIII.40 : Modèle culée remblayée.....	81
Figure VIII.41 : Géométrie de la culée.....	83
Figure VIII.42 : Modèle FEM de la culée.....	92
Figure VIII.43 : Cartographie M_ELU A(1).....	93
Figure VIII.44 : cartographie M_ELA A(1).....	94

Figure VIII.45 : Cartographie M_ELS A(1) .....	94
Figure VIII.46 : Cartographie My_ELS A(1) .....	98
Figure VIII.47 : Cartographie My_ELU A(1).....	98
Figure VIII.48 : Cartographie My_ELA A(1).....	99
Figure VIII.49 : Cartographie M_ELU A(1).....	103
Figure VIII.50 : Cartographie M_ELS A(1) .....	103
Figure 51 : Cartographie M_ELA A(1) .....	104
Figure VIII.52 : Cartographie M_ELU A(1).....	107
Figure 53 : Cartographie M_ELS A(1) .....	107
Figure VIII.54 : Cartographie M_ELA A(1).....	108

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les coordonnées UTM des sondages.....	5
Tableau II.2 : Dimensionnement du VIPP .....	9
Tableau II.3 : Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte.....	11
Tableau II.4 : Tableau comparatif des variantes .....	12
Tableau III.5 : Caractéristiques mécaniques du béton .....	15
Tableau III.6 : formules de base pour les calculs des caractéristiques géométriques .....	17
Tableau III.7: Récapitulatif des caractéristiques géométriques de la poutre.....	17
Tableau III.4. Poids propre de la poutre.....	18
Tableau III.5. Compléments des charges permanentes.....	19
Tableau III.10 : classes des ponts routes .....	20
Tableau III.11 : Les caractéristiques de pont .....	20
Tableau III.12 : Tableau de valeurs de $a_1$ .....	21
Tableau III.13 : Récapitulatif des valeurs de $A(l)$ .....	21
Tableau III.14 : Coefficient $B_c$ .....	22
Tableau III.15 : Coefficient de majoration dynamique du système $B_c$ .....	22
Tableau 16 : Coefficient de majoration dynamique du système $B_r$ .....	23
Tableau 17 : Coefficient $b_t$ .....	23
Tableau III.18 : Coefficient de majoration dynamique du système $M_c120$ .....	25
Tableau 19 : L'effort de freinage $F(kN)$ de système $A(l)$ .....	25
Tableau III.20 : récapitulatif des résultats des réactions .....	27
Tableau III.21 : Coefficients multiplicateurs des actions dues aux trafics.....	28
Tableau III.22 : Tableau des combinaisons.....	28
Tableau IV.23 : Données de projet.....	31
Tableau IV.24 : Caractéristiques du béton .....	32
Tableau IV.25 : Caractéristiques des câbles 12T15S .....	32
Tableau IV.26 : Résultats Logiciel.....	32
Tableau IV.27 : les contraintes admissibles selon BPEL.....	34
Tableau IV.28 : Résultat de calcul selon BPEL .....	35
Tableau IV.29 : caractéristique des poutres dans chaque phase.....	35
Tableau IV.30 : Calculs des contraintes admissibles .....	35
Tableau IV.31 : Résultat de détermination de l'angle de relevage .....	39
Tableau IV.32 : Résultat des rayons et angles de déviation.....	40
Tableau IV.33 : calcul des pertes de frottement pour les 4 câbles .....	41
Tableau IV.34 : Résultat des pertes par recule d'ancrage.....	41
Tableau IV.35 : données pour calcul de la perte due au raccourcissement du béton.....	42
Tableau IV.36 : Résultat des pertes par fluage.....	43
Tableau IV.37 : Résultat des pertes par retrait du béton .....	44
Tableau 38 : résultat des pertes par relaxation .....	45
Tableau IV.39 : Récapitulative des résultats des pertes .....	45
Tableau IV.40 : caractéristique des sections .....	46
Tableau IV.41 : Contrainte admissible par phases .....	46
Tableau 42 : Contrainte limite par phases .....	46
Tableau 43 : Vérification des contraintes phase 1 et 2.....	47
Tableau IV.44 : Vérification des contraintes phase 3 et 4 .....	48

Tableau 45 : Calcul de la contrainte tangentielle $\tau_1$ .....	50
Tableau 46 : Calcul de la contrainte tangentielle $\tau$ .....	50
Tableau IV.47 : résultat des contrainte tangentielle et l'angle de bille .....	53
Tableau V.48 : Tableau de dimensionnement ferrailage de la dalle .....	60
Tableau VI.49 : Dimensionnement des frettes .....	67
Tableau VI.50 : Calcul de raideur des culées .....	69
Tableau VI.51 : Valeur de T1 et T2 pour la valeur horizontale .....	70
Tableau VI.52 : L'effort sismique dans chaque direction .....	71
Tableau VII.53 : Dimension des frètes.....	74
Tableau VIII.54 : Les dimensions des éléments de la culée .....	83

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I. CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET .....	2
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du projet .....	3
I.3. Situation du projet.....	3
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage.....	4
I.5. Recueil des données .....	4
I.5.1. Données fonctionnelles .....	4
I.5.1.1. Tracé en plan.....	4
I.5.1.2. Profil en long.....	4
I.5.1.3. Profil en travers.....	4
I.5.2. Données naturelles .....	5
I.5.2.1. Données géologiques .....	5
I.5.2.2. Données géotechniques.....	5
I.6. Conclusion .....	7
II. CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT.....	8
II.1. Introduction.....	9
II.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes .....	9
II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP).....	9
II.2.1.1. Pré-dimensionnement de la variante .....	9
II.2.1.2. Avantages et inconvénients.....	10
II.2.2. Variante 2 : Pont mixte.....	11
II.2.2.1. Conception générale.....	11
II.2.2.2. Avantages et inconvénients.....	11
II.2.2.3. Projection de cette variante sur notre site .....	12
II.3. Analyse des variantes.....	12
II.4. Conclusion .....	12
III. CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	13
III.1. Introduction.....	14
III.2. Normes et règles de calcul .....	14

III.3.	Caractéristiques des matériaux .....	14
III.3.1.	Béton.....	14
III.3.2.	Armatures .....	15
III.3.2.1.	Armatures passives.....	15
III.3.2.2.	Armatures de précontraintes.....	16
III.4.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	17
III.4.1.	Les résultats géométriques.....	17
III.5.	Evaluation des actions.....	17
III.5.1.	Evaluation des actions hors trafic .....	18
III.5.1.1.	Calcul des charges permanentes (CP) .....	18
III.5.1.2.	Elément tablier .....	18
III.5.1.3.	Poids des entretoises : .....	19
III.5.1.4.	Calcul des compléments des charges permanentes (CCP).....	19
III.5.1.5.	Action thermique.....	19
III.5.2.	Calcul des surcharges .....	19
III.5.2.1.	Les systèmes de charge .....	19
III.5.2.2.	Largeur roulable, largeur chargeable, nombres de voies, largeur d'une voie et la classe du pont .....	19
III.5.2.3.	Système de charges <b>A</b> .....	20
III.5.2.4.	Système de charges <b>B</b> .....	21
III.5.2.5.	Effort de freinage .....	25
III.5.2.6.	Surcharge des trottoirs.....	26
III.6.	Calcul des réactions .....	26
III.6.1.	Réaction de la charge permanente .....	26
III.6.2.	Réaction due au surcharge A(l) .....	26
III.6.3.	Réaction due au surcharge Bc .....	26
III.6.3.1.	Résultats des réactions .....	26
III.6.4.	Réaction Mc 120.....	27
III.6.5.	Réaction d240 .....	27
III.6.6.	Réaction Surcharge du trottoirs (st).....	27
III.7.	Combinaison de charges .....	27
III.7.1.	Etat limite .....	27
III.7.1.1.	État limite de service .....	27
III.7.1.2.	État limite ultime.....	27

III.7.1.3.	Coefficient des actions dues au trafic.....	28
III.7.1.4.	Tableaux des combinaisons.....	28
III.8.	Conclusion .....	28
IV.	CHAPITRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE .....	29
IV.1.	Introduction.....	30
IV.2.	Le principe du béton précontraint .....	30
IV.3.	Mode de la précontrainte : .....	30
IV.4.	La précontrainte par post-tension : .....	30
IV.4.1.	Etapas générales de réalisation :.....	30
IV.5.	DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :.....	31
IV.5.1.	Armatures de précontrainte .....	31
IV.5.2.	La géométrie des câbles de précontrainte.....	31
IV.5.3.	Classe de la précontrainte .....	31
IV.5.4.	Données de calcul :.....	31
IV.6.	Dimensionnement de la précontrainte : .....	32
IV.6.1.	Valeur Minimale de la Précontrainte en Service :.....	32
IV.6.2.	Les moments :.....	32
IV.6.2.1.	Détermination du nombre de câbles : .....	33
IV.6.2.2.	Nombre de câbles à l'about :.....	33
IV.6.2.3.	Vérification de la section médiane :.....	33
IV.6.3.	Vérification des contraintes .....	34
IV.6.4.	Tracé des câbles de précontrainte.....	36
IV.6.4.1.	DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES.....	36
IV.6.4.2.	La vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :.....	37
IV.6.4.3.	Allures des câbles : .....	39
IV.6.5.	Calcul des pertes :.....	40
IV.6.5.1.	Pertes par frottement :.....	40
IV.6.5.2.	Perte due au recule d'ancrage : .....	41
IV.6.5.3.	Perte par déformation instantané du béton :.....	42
IV.6.5.4.	Perte par fluage: .....	43
IV.6.5.5.	Perte par retrait :.....	44
IV.6.5.6.	Perte par relaxation : .....	44
IV.6.6.	Justification de la précontrainte :.....	45

IV.6.6.1.	Justification de la poutre à l'ELS :	45
IV.6.6.1.2.	Vérification des contraintes normales :	46
IV.6.6.2.	Ferraillage passif longitudinal.....	51
IV.6.6.3.	Armatures longitudinales dans les zones tendues .....	52
IV.6.6.4.	Justifications de la poutre à l'ELU :	52
IV.6.6.5.	Etude la zone d'about :	54
V.	CHAPITRES V : ETUDE DE L'HOURLDIS ET CALCUL DES DEFORMATIONS ...	57
V.1.	Introduction.....	58
V.2.	Etude de l'hourdis .....	58
V.2.1.	Géométrie de l'hourdis.....	58
V.2.2.	Modélisation numérique.....	58
V.2.2.1.	Méthodes de calcul .....	58
V.2.2.2.	Cas de charges.....	58
V.2.3.	Résultat :	59
V.3.	Ferraillages :	60
V.4.	Flèches et contre flèches .....	61
V.4.1.	Modélisation.....	61
V.4.1.1.	Chargement :	61
V.4.1.2.	La flèche due au poids propre .....	61
V.4.1.3.	La contre flèche due à la précontrainte .....	62
VI.	CHAPITRES VI : ETUDE SISMIQUE.....	63
VI.1.	Introduction.....	64
VI.2.	Classification et données du RPOA :	64
VI.3.	Calcule sismique selon (RPOA) :	64
VI.3.1.	Modélisation :	64
VI.3.2.	Détermination de la masse du système :	64
VI.3.3.	Raideur des éléments :	65
VI.3.4.	Amortissement :	65
VI.3.5.	Modélisation du sol :	65
VI.3.6.	Combinaison de résistance :	65
VI.4.	Pré-dimensionnement :	66
VI.4.1.	Dimensionnement de l'appareil d'appui :	66
VI.4.2.	Dimensionnement des frettes :	66

VI.4.3.	Vérification de l'épaisseur de l'appareil d'appui T : .....	67
VI.5.	Analyse monomodale spectrale : .....	67
VI.5.1.	Principe et critère d'utilisation : .....	67
VI.5.1.1.	CRITERE N°1 : MASSES MODALES.....	67
VI.5.1.2.	CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS .....	68
VI.5.1.3.	CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE.....	68
VI.5.1.4.	CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE .....	68
VI.5.2.	SEISME LONGITUDINAL : .....	68
VI.5.2.1.	DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME : .....	68
VI.5.2.2.	DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME : .....	69
VI.5.2.3.	Détermination de la période fondamentale : .....	69
VI.5.2.4.	SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE .....	70
VI.5.3.	Séisme transversal : .....	71
VI.5.4.	Séisme verticale : .....	71
VI.6.	L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION : .....	71
VI.7.	CONCLUSION : .....	71
VII.	CHAPITRES VII : EQUIPEMENTS .....	72
VII.1.	Introduction.....	73
VII.2.	Evaluation des efforts et déplacements horizontaux : .....	73
VII.2.1.	Température : .....	73
VII.2.2.	Fluage : .....	73
VII.2.3.	Retrait : .....	73
VII.2.4.	Freinage Bc : .....	74
VII.2.5.	Freinage A(l) : .....	74
VII.3.	Vérification de l'appareille d'appuis : .....	74
VII.3.1.	Dimension d'appareil d'appuis : .....	74
VII.3.2.	Résistance à la compression : .....	74
VII.3.3.	Sécurité au flambement : .....	74
VII.3.4.	Limitation de la distorsion : .....	75
VII.3.5.	Condition de non-glissement : .....	76
VII.3.5.1.	Sur culé : .....	76
VII.4.	Etudes dès-d'appuis : .....	76
VII.4.1.	Les dimensions des dés d'appuis : .....	76

VII.4.2.	Ferraillage du dé d'appui :.....	77
VII.4.2.1.	Armatures de chaînage :.....	77
VII.4.2.2.	Armatures horizontales :.....	77
VII.4.2.3.	Frette supérieure :.....	77
VII.4.2.4.	Frette inférieure :.....	77
VII.5.	Plot parasismique :.....	78
VII.6.	Joins de chaussée :.....	78
VII.7.	L'assainissement d'un pont :.....	78
VII.8.	La couche d'étanchéité :.....	78
VII.9.	Les corniches.....	78
VII.10.	LES DISPOSITIONS RETENUES :.....	79
VII.11.	CONCLUSION :.....	79
VIII.	CHAPITRES VIII : ETUDE D'INFRASTRUCUTRE.....	80
VIII.1.	Introduction.....	81
VIII.1.	Type de culée :.....	81
VIII.1.1.	Culées enterrées :.....	81
VIII.1.2.	Culées remblayées :.....	81
VIII.2.	Prés dimensionnement de la culée :.....	82
VIII.2.1.	Mur garde grève :.....	82
VIII.2.2.	Mur en retour :.....	82
VIII.2.3.	La dalle de transition :.....	82
VIII.2.4.	Corbeaux :.....	82
VIII.2.5.	Mur frontal :.....	82
VIII.2.6.	La semelle de liaison :.....	83
VIII.3.	Vérification la stabilité de la culée.....	84
VIII.3.1.	Calcul des charges horizontales sur culée :.....	84
VIII.3.1.1.	Poussée des terres :.....	84
VIII.3.1.2.	Poussée de la surcharge :.....	84
VIII.3.1.3.	La poussée dynamique des terres :.....	84
VIII.3.2.	Calcul des surcharges verticales sur culée :.....	85
VIII.3.3.	Calcule des surcharges horizontales sur culée :.....	85

VIII.4. Vérification de la stabilité :.....	86
VIII.4.1. Renversement et glissement sous A(l) / A ELU : .....	86
VIII.4.2. Renversement et glissement sous A(l)/ A ELA : .....	87
VIII.4.3. Renversement et glissement sous B(C) / A ELU :.....	88
VIII.4.4. Renversement et glissement sous BC / A ELA .....	89
VIII.4.5. Renversement et glissement sous MC120 / A ELU : .....	90
VIII.4.6. RENVERSEMENT ET GLISSEMENT SOUS D240 / A ELU :.....	91
VIII.5. Ferrailage de différents éléments de la culée.....	92
VIII.5.1. Définition des différents éléments de la culée : .....	92
VIII.5.2. Combinaisons considérées :.....	92
VIII.5.3. Ferrailage de la semelle de liaison de la culée :.....	93
VIII.5.4. Ferrailage Mur-Front .....	102
VIII.5.5. Mur en retour : .....	106
Conclusion générale .....	112
ANNEXE .....	99

# INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, le secteur du transport, et notamment le transport urbain, connaît une véritable mutation. De nombreux projets ont été réalisés ou sont en cours de réalisation afin de rendre ce secteur plus performant et efficace, contribuant ainsi au développement économique du pays.

Dans le cadre du développement des réseaux autoroutiers du pays, le gouvernement a lancé la réalisation d'une pénétrante autoroutière entre la ville de Batna et l'autoroute Est-Ouest. Ce projet vise à assurer une liaison rapide entre Batna et l'autoroute Est-Ouest, l'épine dorsale du réseau routier algérien reliant les plus grandes villes du pays.

Dans ce contexte, et pour valider mon diplôme d'ingénieur en travaux publics, j'ai effectué mon projet de fin d'études (PFE) en tant que stagiaire ingénieur études structures chez SETS, sur le projet de réalisation d'un pont sur la voie ferrée (OA 22) au PK 52+242, dans le cadre de la liaison autoroutière reliant Batna à l'autoroute Est-Ouest sur 62 km, précisément le deuxième lot de Bir Echouhada – Autoroute Est-Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant – Cheghoum Laid, avec une configuration de 2x2 voies sur 42 km.

L'étude d'un tel ouvrage nécessite plusieurs données, telles que le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques.

Le présent mémoire portera sur la « Conception et étude d'un ouvrage d'art (OA) sur voie ferrée au PK 52+242 », et le travail effectué suivra le plan ci-dessous :

- 1- Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception et au dimensionnement des variantes.
- 2- Évaluation des charges et surcharges, ainsi que des hypothèses de calcul.
- 3- Proposition et dimensionnement des variantes, avec une analyse multicritère.
- 4- Étude de la précontrainte, de la superstructure et dimensionnement de l'ensemble du tablier.
- 5- Étude sismique et des équipements du tablier.
- 6- Étude de l'infrastructure.
- 7- Phasage et réalisation des travaux.

Nous clôturerons notre étude par une conclusion générale.

# **I. CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

### I.1. Introduction

L'étude d'un pont ne peut être menée à bien qu'avec un ensemble d'informations et de données précises sur l'ouvrage et son emplacement. Cela nous a permis de choisir la conception la plus appropriée.

Dans ce présent chapitre nous allons présenter le projet et aborder toutes les données de base nécessaires à l'étude de notre projet ainsi qu'une analyse sur les variantes faites dans ce projet.

### I.2. Présentation du projet

L'ouvrage rentre dans le cadre, du projet du 2<sup>ème</sup> lot de la construction de la pénétrante reliant la ville de Batna à l'Autoroute EST/OUEST sur 62 Km 2<sup>ème</sup> lot de Bir Echouhada – Autoroute Est Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant –Cheghoum Laid en 2\*2 voies sur 42Km.



Figure I.1. Tracé du projet.

### I.3. Situation du projet

L'ouvrage se situe la ville de Tadjnet et Ouled Khlouf (wilaya de BATNA) au PK 52+242.

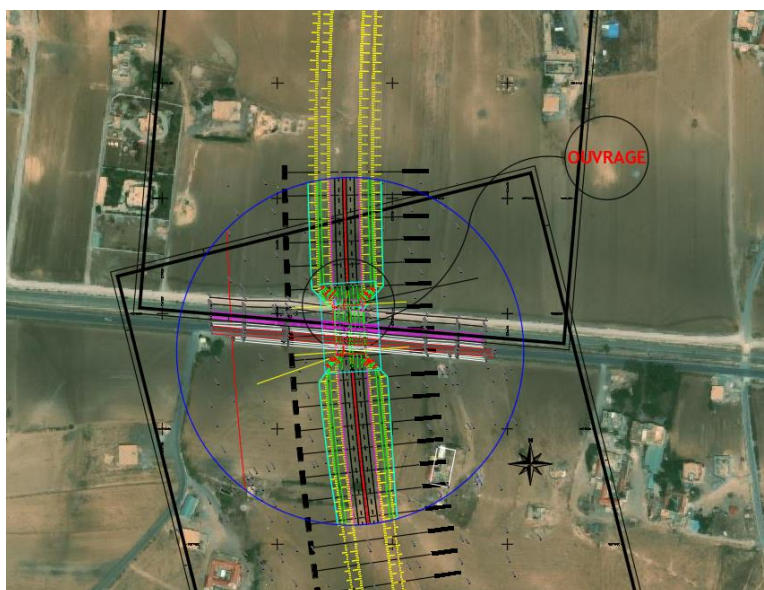


Figure I. 2 : Implantation du viaduc sur le projet

#### I.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Le tracé routier de l'autoroute a fixé les caractéristiques de l'ouvrage comme suit :

Viaduc sens Batna vers AEO

Longueur : 40 m du PK 52+242 au PK 52+282

Largeur du tablier : 12.1m

#### I.5. Recueil des données

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

##### I.5.1. Données fonctionnelles

###### I.5.1.1. Tracé en plan

Il s'agit d'une projection verticale du pont sur le plan horizontal, représentant la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Cette projection est dessinée sur un plan de situation et localisée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

L'ouvrage d'art assure le franchissement de VF.

###### I.5.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une faible pente de 7.8‰.

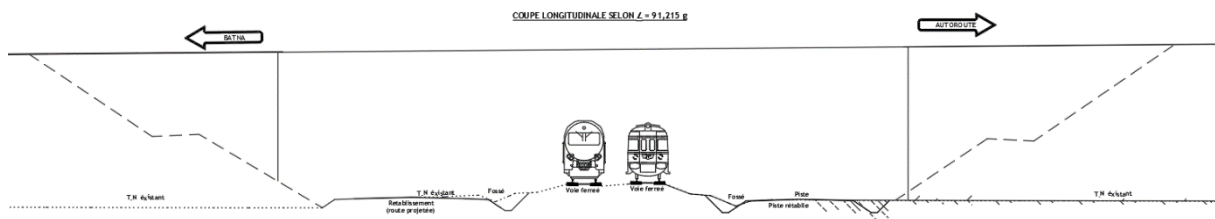


Figure I.3. Vue longitudinale de la voie portée.

###### I.5.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

Deux trottoirs de (1.5/0.5+0.75)m.

Chaussée de 2 voies de circulation de 3.5 m.

BAU (Bande d'arrêt d'urgence) : 2.5 m.

Alors la largeur totale de l'ouvrage est de 24.2 m, donc 12.1 par sens.

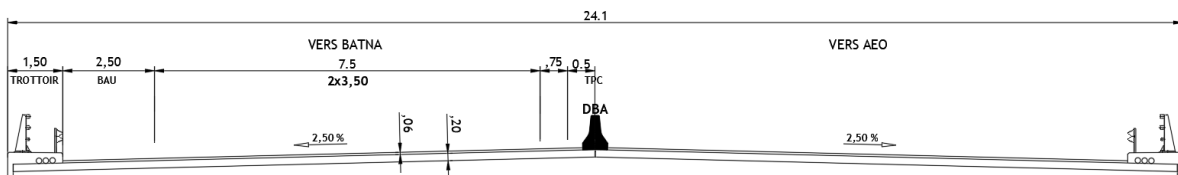


Figure I.4. Coupe transversale de la voie portée.

## **I.5.2. Données naturelles**

### **I.5.2.1. Données géologiques**

La géologie de la région située entre Batna et Tadjenant-Chelghoum Laïd est dominée par des roches sédimentaires comme le calcaire, le grès et les marnes, datant du mésozoïque. Cette zone présente une diversité géologique avec des failles et des plis résultant des mouvements tectoniques, influençant ainsi la composition et la stabilité des sols. Ces caractéristiques géologiques jouent un rôle important dans l'agriculture et les projets d'infrastructure locaux

### **I.5.2.2. Données géotechniques**

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

Les sols du projet ont été reconnus par deux types d'essais :

#### **I.5.2.2.1. Essai-Insitu**

Deux sondages carottés de 25m de profondeur et deux pressiométriques de 18 et 21m de profondeur, ont été réalisés dans le cadre des essais in-situ.

**Tableau I.1 : Les coordonnées UTM des sondages**

	<b>SONDAGE</b>	<b>PRESSIOMETRIQUE</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>OA</b>	SC29	SP29	236463.34	3996667.33
	SC30	SP30	236461.12	3996707.045

#### **I.5.2.2.1.1. Sondages carottés**

Les sondages carottés permettent de connaître les formations du sol pour les profondeurs plus importantes et d'extraire des échantillons intacts pour les essais de laboratoire à savoir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Par ailleurs, ces essais physico - mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi le choix du type de la fondation.

Deux sondages carottés ont été réalisés avec la sondeuse GALAXY, type de sondage rotationnel.

Les résultats sont présentés sous forme de coupe appelée coupe lithologique, cette dernière comporte les indications suivantes :

- la profondeur et l'altitude des changements de nature de sol
- la description lithologique et la représentation symbolique de sol
- le pourcentage de récupération traduisant la qualité du carottage
- La profondeur atteinte par les sondages est de 25m.

La description visuelle des échantillons prélevés de chaque sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Description lithologique

**Sondage N° 29 (25 m)**

- 0.00 ÷ 0.20 Terre de recouvrement.
- 0.20 ÷ 0.70 Argile brun foncé
- 0.70 ÷ 1.00 Argile brunâtre à tendance marneuse
- 1.00 ÷ 3.70 Marne sableuse brunâtre à verdâtre
- 3.70 ÷ 9.00 Marne verdâtre
- 9.00 ÷ 12.00 Marne sableuse brunâtre à verdâtre
- 17.80 ÷ 18.00 Marne friable verdâtre d'un passage de marno-calcaire.
- 18.00 ÷ 25.00 Calcaire grisâtre à verdâtre avec un passage de la marne friable

**Sondage N° 30 ( 25 m):**

- ÷ 0.40 Terre végétale
- 0.40 ÷ 4.00 Argile sableuse jaunâtre à verdâtre
- 4.00 ÷ 7.00 Marne sableuse jaunâtre à verdâtre friable
- 7.00 ÷ 9.00 Marne friable brunâtre à beige
- 9.00 ÷ 17.00 Marne friable brunâtre à beige caillouteuse
- 17.00 ÷ 23.00 Sable argileux gris foncé à brunâtre caillouteux
- 23.00 ÷ 25.00 Calcaire gris foncé fragmenté.

**I.5.2.2.1.2. Sondage pressiométrique**

Deux sondages pressiométriques ont été réalisés de 18m et 21.0 m de profondeur avec un essai chaque palier de 1.00 dans le sondage Sp30 et 1.50 dans le sondage Sp29 conformément à la norme NF P-94-115 type APAFOR 450 SR.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique du terrain en place, effectuée grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumique du sol en fonction de la contrainte appliqué, et de définir une relation contrainte déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

**I.5.2.2.2. Sismicité du site**

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie.

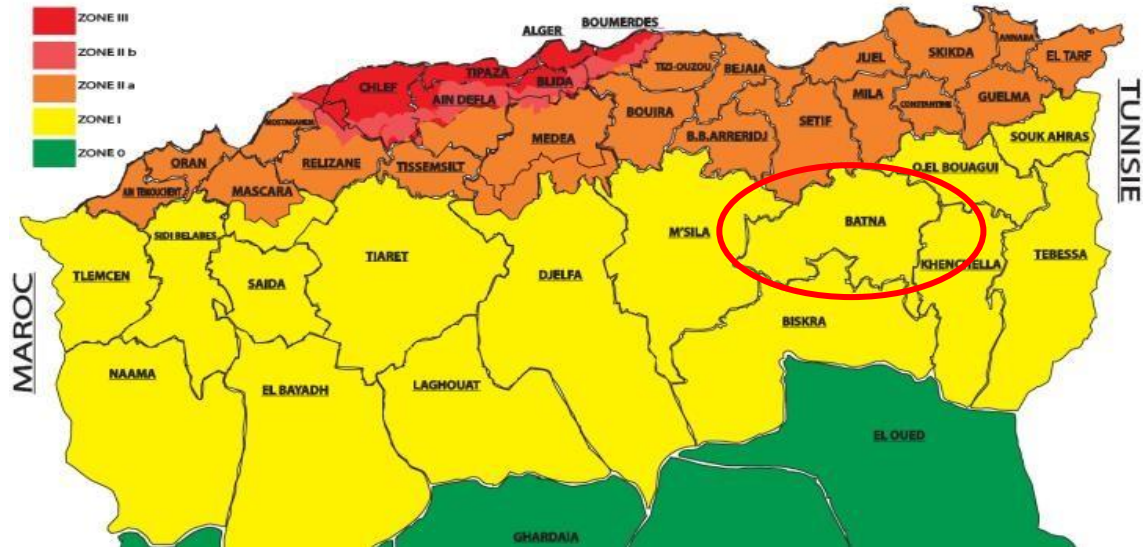


Figure I.5. La carte de zonage sismique de l'Algérie.

L'ouvrage se situe dans la région de LAZROU qui est classée comme une zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008.

#### I.5.2.2.3. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de  $-1^{\circ}\text{C}$  à  $33^{\circ}\text{C}$  et est rarement inférieure à  $-10^{\circ}\text{C}$  ou supérieure à  $40^{\circ}\text{C}$ .

#### I.5.2.2.4. Vent

La période la plus venteuse de l'année dure 5 mois, du 15 décembre au 15 mai, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à  $12\text{km/h}$ .

### I.6. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

## **II. CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

## II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique qui satisfait toutes les contraintes naturelles et mécaniques entamé dans le chapitre précédent. Le choix de type de l'ouvrage repose sur plusieurs critères, tels que :

- La longueur et l'importance de l'ouvrage.
- La nature de l'obstacle à franchir
- Matériau principal utilisé pour la construction.
- Configuration mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

## II.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes

Dans ce travail, on va faire 2 variantes :

- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint.
- Pont mixte en poutre métallique.

### II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)

Notre pont est de longueur de 40 m ce qui nous donne une seule travée de poutre de 40m avec 2 culées.

#### II.2.1.1. Pré-dimensionnement de la variante

Cette conception sera réalisée conformément au Guide de conception VIPP pour les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, publié en février 1996 par le SETRA, le tableau II.3 présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau II.2 : Dimensionnement du VIPP

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espaceur $\lambda$	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	1.78m
Entraxe des poutres de rives	$L_a$	10.78m
Nombre de poutres $N$	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	7 poutres
Hauteur totale du tablier $H_t$	$\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$	2m
Epaisseur de la dalle $e_d$	$20cm \leq e_d \leq 30cm$	20cm
Hauteur de la poutre $H_p$	$H_p$	2m
Largeur de la table de compression $b$	$0.6h < b < 0.7h$	1.04m
Epaisseur de la table de compression $e_c$	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	14cm
Largeur du talon $L_t$	$L_t$	60cm
Epaisseur du talon $E_t$	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	22cm
Epaisseur de l'âme en travée $b_0$	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	25cm
Epaisseur de l'âme sur appui $e_a$	$e_a$	60cm
Gousset du talon à l'appui	$\alpha$	0°
Gousset du talon en travée	$\alpha = 45^\circ$	

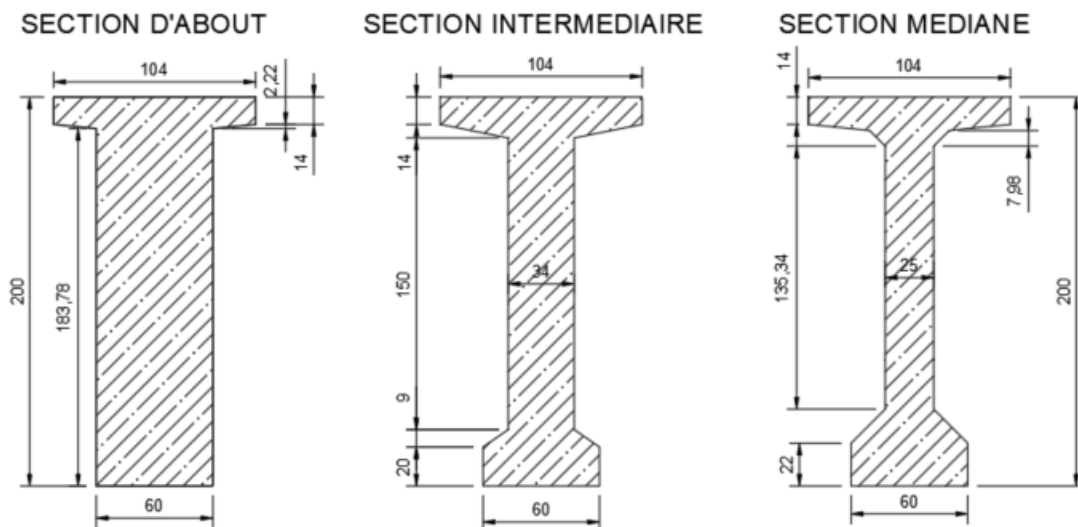


Figure II.6 : Les dimensions des différentes sections de poutres.

### II.2.1.2. Avantages et inconvénients

#### II.2.1.2.1. Avantages

- La méthode de fabrication des poutres, que ce soit par coulée de béton en atelier ou sur site avec des postes fixes, offre généralement une meilleure qualité.
- Le béton toujours sous compression limite la formation de fissures.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, permettant des portées allant jusqu'à 30 à 50 mètres avec précontrainte par post-tension.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans recourir à des échafaudages.
- La facilité de contrôle de la fabrication et la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être réutilisés un grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, ce qui peut souvent entraver le fonctionnement du chantier.
- Il y a une quasi-absence de pathologies graves.

#### II.2.1.2.2. Inconvénients

- Le poids propre est très élevé.
- Les poutres peuvent se déformer sous l'effet du fluage en raison de la compression excessive de leur partie inférieure.
- Il est nécessaire de produire du béton plus résistant, en particulier avant 28 jours.
- La main-d'œuvre doit être qualifiée pour effectuer la précontrainte (prétension ou post-tension), ainsi que pour vérifier la pose des gaines et des câbles, et pour la mise en tension des câbles.
- Il est nécessaire d'attendre que la mise en tension soit réalisée avant de pouvoir retirer les coffrages et procéder à la mise en place.

## II.2.2. Variante 2 : Pont mixte

Ce type de pont utilise les caractéristiques mécaniques de l'acier pour réaliser des ouvrages d'art légers de grandes portées.

### II.2.2.1. Conception générale

Tableau II.3 : Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espaceur $d$	$1.5 \leq d \leq 0.55l_{\text{tablier}}$	6m
Nombre de poutres $N$	$\frac{l_{\text{tablier}}}{d} + 1$	3 poutres
La hauteur de la poutre $h_p$	$H_p = \max\left(\frac{X}{28}\left(\frac{L_t}{28}\right)^{0.45}; 0.4 + \frac{X}{35}\right)$	2.2m
Epaisseur de l'âme des poutres sur l'appui	$t_w \leq 20\text{mm}$	20mm
Largeur de la semelle supérieure $B_s$	$0.4\text{m} \leq b_s \leq 1.3\text{m}$	0.9m
Epaisseur de la semelle supérieure $t_s$	$t_s \leq B_s/30$	50mm
Largeur de la semelle inférieure $B_i$	$0.4\text{m} \leq b_i \leq 1.3\text{m}$	1.0 m
Epaisseur de la semelle inférieure $t_i$	$t_i \leq B_i/30$	70mm

La figure III.7 présente les pièces en acier de la deuxième variante.

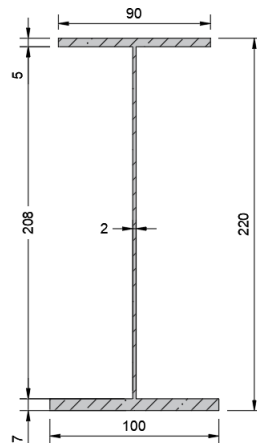


Figure II.7 : Coupe transversale des profilés métalliques

### II.2.2.2. Avantages et inconvénients

#### II.2.2.2.1. Avantages

- Les ponts mixtes modernes sont des constructions dans lesquelles la consommation de matériau est optimisée.
- La possibilité de franchir des grandes portées de 30 à 130m.
- Les appuis des ouvrages mixtes modernes peuvent être conçus et construits pour résister aux chocs de camions d'intensité courante.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

- La précision dimensionnelle des structures.

#### II.2.2.2.2. Inconvénients

- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
- Les ouvrages d'art sont en général des constructions difficiles à démonter et à recycler.
- La demande d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.
- Un cout très élevé.
- Le risque de voilement.
- La nécessité d'un entretien périodique.

#### II.2.2.3. Projection de cette variante sur notre site

Cet ouvrage nécessite un entretien continu contre la corrosion (environnement très agressif).

### II.3. Analyse des variantes

Notre pont est situé dans un environnement humide en hiver et sec en été ce qui rend la solution d'un pont à poutre en béton précontraint est plus avantageuse que l'autre variante, dans le cas d'un pont mixte l'environnement humide et salée provoque la corrosion qui nécessite un entretien tout au long de la durée de service.

Le pont en pont mixte présente un coût très élevé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

Tableau II.4 : Tableau comparatif des variantes

Type de pont	Ponts à poutres	Pont mixte
Economie	Poids propre relativement important nécessitant l'utilisation de fondations profondes.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matière première coûteuse</li> <li>• Frais de transport des pièces</li> <li>• Coût de main-d'œuvre relativement élevé (main-d'œuvre spécialisée)</li> <li>• Entretien spécial requis à long terme</li> </ul>
L'exécution	Pose a la grue.	Nécessite un lançage des poutre
L'entretien	L'entretien n'est pas nécessaire pour ce type, sauf en cas de chocs avec des camions	Les ponts mixtes nécessitent un entretien périodique
L'esthétique	D'un point de vue esthétique, ces ponts ne sont pas satisfaisants	Ce type de pont n'est pas esthétique.

### II.4. Conclusion

La solution considérée comme la plus avantageuse et qui fera l'objet de notre étude est **le pont à poutres précontraintes par poste tension** .

**III. CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET  
HYPOTHESES DE CALCUL**

### III.1. Introduction

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage, c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

### III.2. Normes et règles de calcul

- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- Règles de BPEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic.
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- Eurocode 3 : calcul des structures en acier.
- Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- RPOA 2008 : pour déterminer les actions sismiques.
- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers), pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) : Document Technique Réglementaire C 2-4.7
- Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige
- SETRA :VIPP ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension guide de conception 1996

### III.3. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

#### III.3.1. Béton

On a plusieurs types de béton utilisés dans le viaduc, le tableau ci-dessous récapitule les différentes caractéristiques du béton tel que la loi utilisée pour déterminer la résistance à la traction  $f_{tj}$  est :

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

Et le module de déformation longitudinale pour le béton  $E_i$  est défini par les règles B.A.E.L suivantes :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Tant que l'équation (IV.2) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (IV.3) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

Tableau III.5 : Caractéristiques mécaniques du béton

		Culée, semelle, dalle de transition, trottoir, corniche	Poutre et Tablier
La densité du béton armée $\rho_{\text{béton}}$		25kN/m <sup>3</sup>	
Résistance en compression $f_{c28}$		27MPa	40MPa
Résistance à la traction $f_{t28}$		2.22MPa	3MPa
Module de déformation $E$	Instantanée	35981.7MPa	37930MPa
	Longue durée	12102.9MPa	12758MPa
Contraintes admissibles de compression du béton (ELU)		15.3MPa	22.66MPa
Contraintes admissibles de compression du béton (ELS)		16.2MPa	24MPa

### III.3.2. Armatures

Dans les ouvrages de béton précontraint, deux types d'acier sont utilisés, chacun ayant un rôle spécifique :

- Les aciers actifs : Ils sont responsables de la création et du maintien de la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs : Leur fonction est de reprendre les efforts tranchants et de limiter la fissuration dans la structure.

#### III.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500 tant que la limite d'élasticité  $f_e$  est de 500MPa et le module de la déformation élastique  $E_s$  est égal à 200GPa.

##### III.3.2.1.1. Contrainte limite

A Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{F_s}{\gamma_s}$$

Dans le calcul a ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\gamma_s \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa.}$$

A Etat limite de service (ELS) :

Cas de fissuration peu nuisible :  $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

Cas de fissuration préjudiciable  $\sigma_s = \text{Max} (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Cas de fissuration très préjudiciable  $\sigma_s = \text{Max} (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Le coefficient  $\eta$  est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

- Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- 1.60 Pour les aciers à haute adhérence.

**III.3.2.1.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module de déformation longitudinale de l'acier, noté  $E_s$ , est fixé à  $E_s = 2.105 \text{ MPa}$ .

**III.3.2.2. Armatures de précontraintes**

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Concernant notre ouvrage, on utilise des câbles 12T15.

- Unité de précontrainte : 12 torons
- Poids de 1T15 = 1,12 kg/m.
- Section de 12T15 :  $A_p = 1668 \text{ mm}^2$ .
- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité :  $E_p = 190 \text{ GPa}$
- Section droite à un toron :  $A_s = 150 \text{ mm}^2$
- Diamètre des gaines :  $\Phi = 80 \text{ mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1000 heures  $\rho = 2,5 \%$
- Coefficient de Recul d'encrage  $g = 0,006 \text{ m}$

**III.3.2.2.1. Classe de la justification de la précontrainte**

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

Classe	Exécution	Service			
		Rares		Fréquente	
Classe II	-1.5 $f_{ij}$ 0.6 $f_{cj}$ 	-1.5 $f_{ij}$ 0.6 $f_{cj}$ 	-1.5 $f_{ij}$ 0.6 $f_{cj}$ 	-1.5 $f_{ij}$ 0.5 $f_{cj}$ 	

Figure III.8 : . Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

### III.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par le biais des relations ci-après, les résultats seront représentés dans le tableau.

Tableau III.6 : formules de base pour les calculs des caractéristiques géométriques

Section rectangulaire	$S = b \cdot h / I = \frac{bh^3}{12}$
Section triangulaire	$S = b \cdot \frac{h}{2} / I = \frac{bh^3}{36}$
Centre de gravité	$Y_G = \frac{\sum S_i y_{gi}}{\sum S_i}$
Moment d'inertie	$I_G = \sum I_i + \sum (B_i (y_{Gi} - y_G)^2)$
Rayon de giration	$i^2 = \frac{I_G}{S}$
Rendement géométrique	$\rho = \frac{i^2}{v \cdot v'}$

#### III.4.1. Les résultats géométriques

Tableau III.7: Récapitulatif des caractéristiques géométriques de la poutre

	About		Intermédiaire		Mediane	
	P.S	P+D	P.S	P+D	P.S	P+D
$S (m^2)$	1.2665	1,6665	0,8662	1,2662	0,7397	1,1397
$v' (m)$	1.0485	1,3009	1,0645	1,3916	1,0407	1,4125
$v (m)$	0.9515	0,8991	0,9355	0,8084	0,9593	0,7875
$I_G (m^4)$	0.4539	0,7914	0,3744	0,6692	0,3535	0,6462
$i^2 (m)$	0.3583	0,4749	0,4322	0,5285	0,4779	0,5670
$\rho$	0.3577	0,4060	0,4340	0,4698	0,4787	0,5097

### III.5. Evaluation des actions

Les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

#### Action permanente :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle, entretoise).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

#### Les actions variables :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR).

Les charges climatiques : essentiellement vent et températures

### III.5.1. Evaluation des actions hors trafic

#### III.5.1.1. Calcul des charges permanentes (CP)

##### III.5.1.1.1. Eléments poutres

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour étudier les poutres, on a divisé la poutre à 5 sections tant que le poids de la poutre est égal à :

$$P_{Poutre} = 2 \times \sum_{i=0}^{i=5} P_i \quad (III.14)$$

Le tableau suivant présente le poids de chaque section, le poids total de la poutre, et le poids par mètre linéaire.

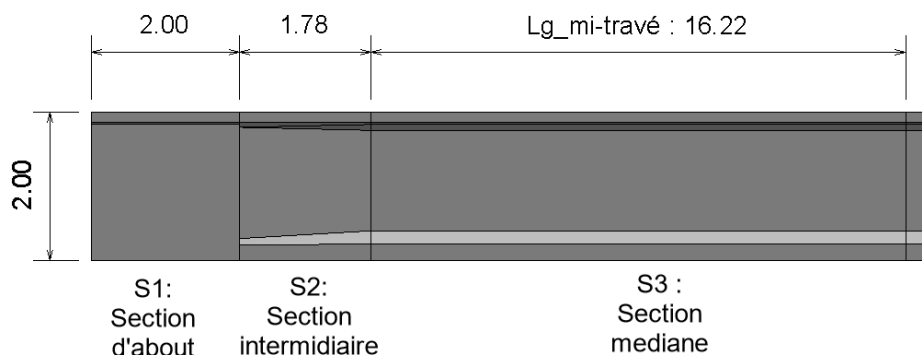


Figure III.9 : Coupe longitudinale de la poutre

Tableau III.8. Poids propre de la poutre.

Section de la poutre	S1	S2	S3
Surface ( $m^2$ )	1.2665	0.8662	0.7397
$L_i$ (m)	2.00	1.78	16.22
Poids (kN)	63.325	38.54	299.94
Poids total	803.92		
charge de chaque poutre	20.1 kN/ml		
Poids total (7poutre) /ml	140.7 kN/ml		

##### III.5.1.2. Elément tablier

Pour calculer le poids par mètre linéaire du tablier, on utilise la relation suivante :

$$P_t = \gamma_b \times e_d \times l_t \times 1$$

$$P_t = 25 \times 0.2 \times 12.1 = 60.5 \text{ kN/ml}$$

### III.5.1.3. Poids des entretoises :

Pour calculer poids des entretoises par mètre linéaire, on utilise la relation suivante :

$$P_{ent} = \gamma_b \times V_{ent} \times (n_{poutre} - 1)$$

$$P_{ent} = 1.6266 \times 0.4 \times 2 \times 25 \times 6 = 195.192 \text{ kN/ml}$$

### III.5.1.4. Calcul des compléments des charges permanentes (CCP)

Les compléments des charges permanentes sont l'ensemble des charges du revêtement, des trottoirs, des corniches, des gardes corps et des glissières de sécurité.

Le tableau (IV.17) présente les résultats de CCP.

Tableau III.9. Compléments des charges permanentes.

Elément	Poids linéaire (kN/ml)	Poids Total (kN)
Corniche + Trottoirs		557.1
Revêtement du tablier	16.548	661.92
GC+ Glissière de sécurité	1.32	52.8

### III.5.1.5. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. On adopte une variation uniforme de température T de : + 45°C / -20°C.

## III.5.2. Calcul des surcharges

### III.5.2.1. Les systèmes de charge

Le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routières type A(l), le système des charges routières type B(B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub>), le système de charge militaire Mc120 et les convois exceptionnels D240.

### III.5.2.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombres de voies, largeur d'une voie et la classe du pont

Lors de calcul ces systèmes de charges plusieurs paramètres ; tel que la largeur roulable et chargeable ; sont utilisés :

#### III.5.2.2.1. Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de bordures. Dans notre cas la largeur roulable  $l_r$  est égale à 9.85m.

#### III.5.2.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant les deux bandes de 0,50 m chacun (Fig. IV.2).

$$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 8.85m$$

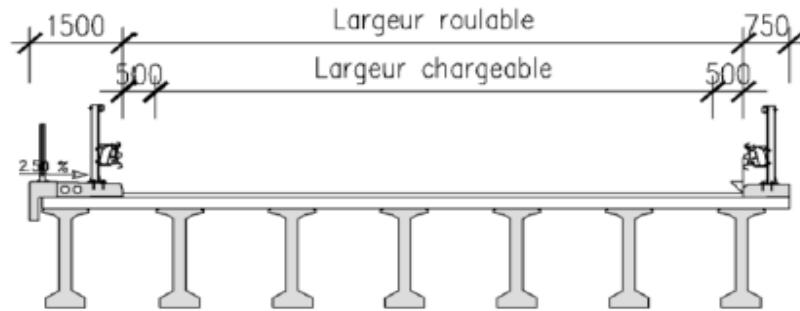


Figure III.10 : Coupe transversale du tablier

### III.5.2.2.3. Classe de pont :

La classe de pont est en fonction de la largeur roulable. Le cas de cette étude a une largeur roulable de 9.85m qui est supérieure à 7m donc le pont est de la 1<sup>ère</sup> classe.

Tableau III.10 : classes des ponts routes

Classe du pont	Description
1 <sup>ère</sup> classe	$L_r \geq 7m$
2 <sup>ème</sup> classe	$5,50 m < L_r < 7m$
3 <sup>ème</sup> classe	$L_r \leq 5,50 m$

Tableau III.11 : Les caractéristiques de pont

<b>Largeur roulable (Lr)</b>	9.85
<b>Classe du pont</b>	1 <sup>ère</sup> classe
<b>Largeur chargeable (Lc)</b>	$9.85 - (2 \times 0,5) = 8.85 m$
<b>Nombre de voie (Nv)</b>	$E(\frac{8.85}{3}) = 2 \text{ voies}$
<b>Largeur d'une voie (v)</b>	$\frac{8.85}{3} = 2.95m$

### III.5.2.3. Système de charges A

Ce système se compose d'une charge répartie  $A(l)$  tant que la longueur chargeable  $L_c$  égale à 35m, le nombre de voies  $n$  égale à 3 et la charge du système  $A$  est définie par :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L + 12}$$

$$A_1 = \max\{\alpha_1 \times A(l); 0.4 - 0.0002l\}$$

La valeur de  $\alpha_1$  peut être distinguée en fonction de de la classe de pont. On a un pont de la 1<sup>ère</sup> classe donc  $\alpha_1 = 0.9$ .

Tableau III.12 : Tableau de valeurs de a1

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

$$A_2(l) = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(l) = \alpha_2 \times A_1(l)$$

tant que :  $\alpha_2 = \frac{v_0}{v}$

On a un pont de la première classe donc  $v_0 = 3.5m$  et  $v$  qui représente la largeur d'une voie =  $3m$ .

Tableau III.13 : Récapitulatif des valeurs de A(l)

Nombre de voies	A(l)(KN/m2)	a1	A1(KN/m2)	a2	A2(KN/m2)	Largeur de voie(m)	A(l)(KN/ml)
1	9.36	1	9.36	1.18	11.04	2.95	32.568
2	9.36	1	9.36	1.18	11.04	5.9	65.136

### III.5.2.4. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois sous-systèmes :

- Sous système  $B_c$  : ce compose de camions types (30T).
- Sous système  $B_t$  : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système  $B_r$  : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### III.5.2.4.1. Sous système de charges $B_c$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, la valeur des charges du système  $B_c$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ .

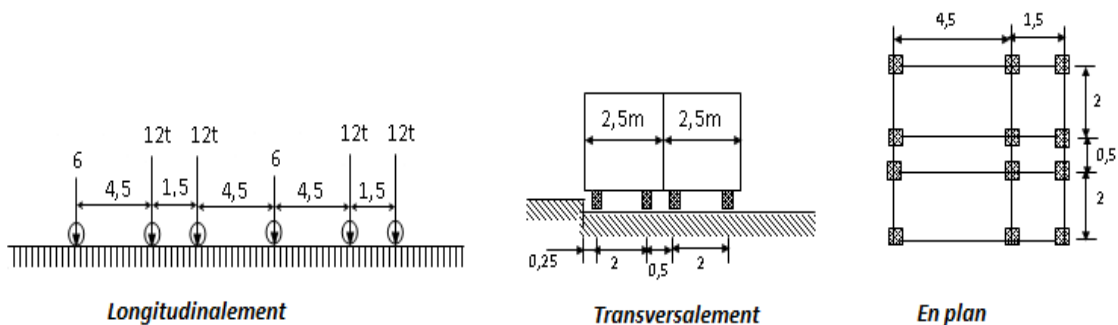


Figure III.11 : Système de chargement  $B_c$

La charge BC maximale est donnée par la formule suivante :  $S(\mathbf{BC}) = \mathbf{Nc} \times \mathbf{Pc} \times \mathbf{bc}$

Tel que :  $\mathbf{Nc}$  : Nombre de camions.

➤  $\mathbf{Pc}$  : Poids du camion.

➤  $\mathbf{bc}$  : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous :

La charge BC est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté ( $\delta$ ) égal à :

Tableau III.14 : Coefficient Bc

Nombre de voies chargées		01	02	03	04	05
Classe du pont	1ère classe	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2ème classe	1	1	-	-	-
	3ème classe	1	0.80	-	-	-

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

Tel que : L : Longueur de l'élément considéré (L = 39 m)

G : Poids propre de l'élément considéré (G = 10954.372 kN).

S : Charge Bc maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le Tableau :

Tableau III.15 : Coefficient de majoration dynamique du système Bc

Nombre de voies chargées	bc	S(Bc) (KN)	$\delta$
1	1.2	720	1.055
2	1.1	1 320	1.063

### III.5.2.4.2. Sous système de charges $B_r$

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

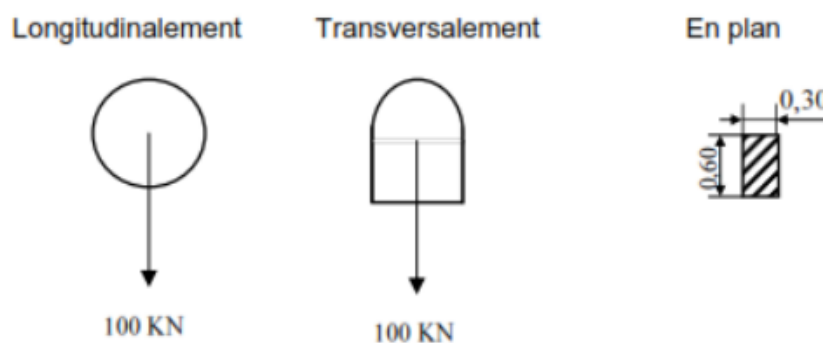


Figure III.12 : Sous système de charges  $B_r$

La charge **Br** est majorée par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ) qui est égal à :

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

$$\text{Avec} \begin{cases} L = 39 \text{ m} \\ G = 10954.372 \text{ kN} \\ S = 100 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau 16 : Coefficient de majoration dynamique du système Br

Designation	S(Br) (kN)	$\delta$
<b>Br</b>	100	1.0468

### III.5.2.4.3. Sous système de charges $B_t$

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système  $B_t$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_t = 1,20$ .

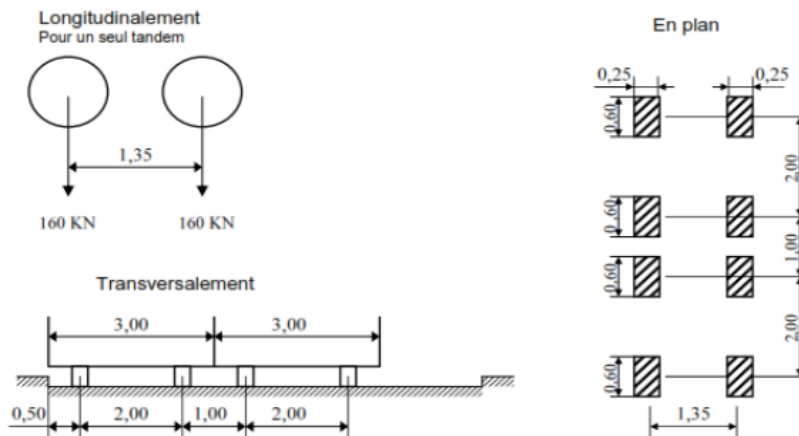


Figure III.13 : Système de chargement  $B_t$

La charge  $B_t$  maximale notée  $S(B_t)$  est donnée par :  $(B_t) = N_t \times P_t \times b_t$

Tel que :  $N_t$  : Nombre de tandems ;  $N_t \leq 2$ .

$P_t$  : Poids du tandem.

$b_t$  : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Coefficient  $b_t$

Classe du pont	1ère classe	2ème classe
$b_t$	1,20	1,20

La charge **Bt** est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté ( $\delta$ ) égal à :

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

Tel que : L : Longueur de l'élément considéré (L = 39 m).

G : Poids propre de l'élément considéré (G = 10772.492kN).

S : Charge Bt maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré

Nombre de tandems	bt	S(Bt) (KN)	$\delta$
01	1.2	384	1.05
02	1.2	768	1.05

#### III.5.2.4.4. Système de charge « MC120 »

Le système de transport de charges militaires "Mc 120" facilite le déplacement en convoi des véhicules, en permettant la circulation d'un seul convoi dans le sens transversal, indépendamment de la largeur de la chaussée.

En termes de direction longitudinale, il est requis que la distance entre les points de contact des convois avec la chaussée soit d'au moins 30,50 mètres. Les charges transportées ont un poids total de 1 100 KN, une longueur de chenille de 6,10 mètres et une largeur de chenille de 1 mètre

Les caractéristiques du système Mc 120 sont présentées ci-dessous :

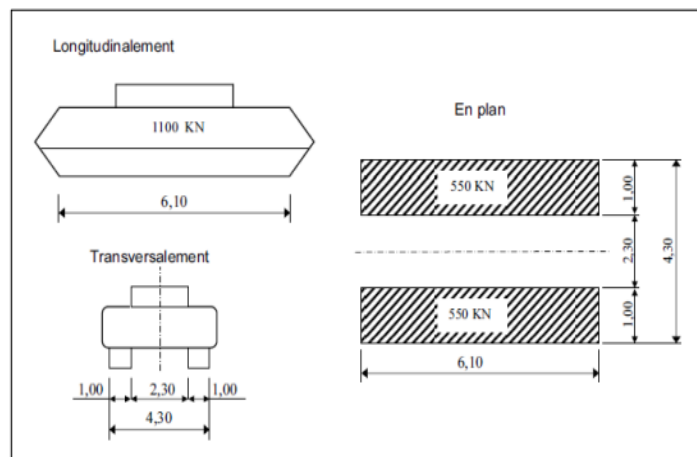


Figure III.14 : Système de chargement Mc 120.

La charge du système **Mc120** est majorée par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ) égal à :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} L = 39 \text{ m} \\ G = 10954.372 \text{ kN} \\ S = 1100 \text{ kN} \end{cases}$$

Les résultats sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

**Tableau III.18 : Coefficient de majoration dynamique du système Mc120**

Désignation	S(Mc120) (kN)	S(Mc120) (kN/ml)	$\delta$
Mc120	1 100	180.33 (kN/ml)	1.06

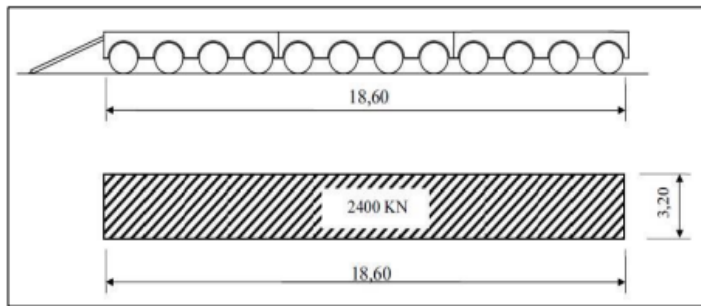
### III.5.2.4.5. Système de cahrge D240

Le système de transport de charges lourdes, nommé D 240, est équipé d'une remorque conçue pour supporter jusqu'à 2400 kN, avec un poids considéré comme uniformément réparti .

Souvent perçu comme moins favorable que les systèmes A et B pour les hourdis et les entretoises, le système D 240 se distingue par le fait que les charges transportées par ce convoi ne sont pas augmentées pour tenir compte des effets dynamiques, contrairement aux systèmes A et B.

En outre, il est prévu que le convoi D 240 circule de manière autonome, que ce soit dans le sens transversal ou longitudinal, indépendamment de la largeur et de la longueur du pont.

Ses caractéristiques sont présentées ci-dessous :



**Figure III.15 : Convoi exceptionnel D240.**

La charge linéaire est égale à :  $D240 = \frac{2400}{18.6} = 129 \text{ KN/ ml}$

### III.5.2.5. Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et BC peuvent générer des forces de freinage, des efforts qui agissent sur la surface de la chaussée, dans les deux sens de circulation.

#### III.5.2.5.1. Système de charges A

$$F_r(A) = \frac{A_2(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad (IV.21)$$

tant que  $S$  est l'aire de la surface chargeable.

**Tableau 19 : L'effort de freinage F(kN) de système A(l)**

Nombre des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	177	11.04	74.59
2	354	11.04	184

**III.5.2.5.2. Système de charges  $B_c$**

En ce qui concerne la charge  $B_c$ , il est supposé qu'un seul camion freine, générant un effet équivalent à son poids de 300 kN. Les coefficients  $b_c$  sont appliqués aux forces de freinage produites par le système  $B_c$ , ainsi

$$F_r(B_c) = B_c \times b_c = 30 \times 1.2 = 360 \text{ kN}$$

Et la force centrifuge du système  $B_c$ , est défini par :

$$F_C = n_{camions} \times b_c \times B_c \times \frac{80}{R} \tag{IV.22}$$

tant que  $R$  est le rayon de courbure  $R = 2000m$ .

$$F_C = 6 \times 1.2 \times 300 \times \frac{80}{2000} = 68.4kN/m$$

**III.5.2.6. Surcharge des trottoirs**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de  $1.5kN/m^2$ , donc :

- Pour un trottoir chargé :  $P_{trottoir} = 1.55 \times 1.5 = 2.25t/m$  (cas défavorable)

où :  $P_{trottoir} = 1.5 \times 0.75 = 1.125t/m$

- Pour les deux trottoirs chargés :

$$P_{trottoirs} = 1.5 \times (1.5 + 0.75) = 3.375kN/m$$

**III.6. Calcul des réactions**

**III.6.1. Réaction de la charge permanente**

$$R_{G_{culée}} = 269.31 \times 40 / 2 = 5386.25 \text{ kN}$$

**III.6.2. Réaction due au surcharge A(l)**

$$R_{A(l) culée} = 65.136 \times 40 / 2 = 1302.72 \text{ KN}$$

**III.6.3. Réaction due au surcharge  $B_c$**

$$\text{On a : } \Sigma M/B = 0$$

$$\text{Donc : } R_c \times 39 = 120 \times (39 + 37.5 + 28.5 + 27) + 60 \times (33 + 22.5)$$

$$R_c = 491.54 \text{ kN}$$

**III.6.3.1. Résultats des réactions**

$$R_{Bc culée} = R_c \times b_c \times \delta \times n$$

N ° DE VOIES	Culée	
	1	2
Q (kN)	600	1200
Rc (kN)	491.54	491.54
bc	1.2	1.1
$\delta$	1.055	1.063
n	1	2
R Bc culée (KN)	622.28	1149.52

### III.6.4. Réaction Mc 120

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc on a : } R_{Mc120 \text{ culée}} \times 39 = 180.33 \times 6.1 \times \delta \times (39 - (6.1/2))$$

$$\text{Donc } R_{Mc120 \text{ culée}} = 1074.22 \text{ kN}$$

### III.6.5. Réaction d240

$$\Sigma M/b = 0 \text{ donc on a : } R_{D240 \text{ culée}} \times 39 = 129 \times 18.6 \times (39 - (18.6/2))$$

$$R_{D240 \text{ culée}} = 1827.69 \text{ kN}$$

### III.6.6. Réaction Surcharge du trottoirs (st)

$$R_{st \text{ culée}} = 2.25 \times 40 / 2 = 45 \text{ kN}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : récapitulatif des résultats des réactions

Charge	Culée (KN)
G	5386.25
A(I)	1302.72
Bc	1149.52
Mc 120	1074.22
D240	1827.69
ST	45

## III.7. Combinaison de charges

Il est nécessaire de combiner les différentes actions pouvant s'exercer sur l'ouvrage pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer. Cependant, il faut d'abord multiplier ces actions par des coefficients de pondération.

### III.7.1. Etat limite

On distingue conventionnellement deux états limites : l'état limite de service et l'état limite ultime.

#### III.7.1.1. État limite de service

Les états limites de service correspondent à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude spécifiées (comme la sécurité de la circulation) pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Els fréquent
- Els quasi permanent

#### III.7.1.2. État limite ultime

Les états limites ultimes sont des conditions associées à la ruine des structures, c'est-à-dire à leur effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurelle. Ils correspondent à

l'atteinte de la capacité structurelle de la structure ou à une perte d'équilibre statique. On distingue :

- Elu fondamentaux
- Elu accidentel
- Elu sismique

### III.7.1.3. Coefficient des actions dues au trafic

Tableau III.21 : Coefficients multiplicateurs des actions dues aux trafics

Charge	ELU	ELS
Charge de chaussée	1.07	1.2
Charge militaire	1	1
Charge sur trottoirs	1.07	1

### III.7.1.4. Tableaux des combinaisons

Tableau III.22 : Tableau des combinaisons

Elu	Els
1.35G+1.6AL1+1.6ST	1 G+1.2AL1+1ST
1.35G+1.6AL2+1.6ST	1 G+1.2AL2+1ST
1.35G+1.6BC1+1.6ST	1 G+1.2BC1+1ST
1.35G+1.6BC2+1.6ST	1 G+1.2BC2+1ST
1.35G+1.6BT1+1.6ST	1 G+1.2BT1+1ST
1.35G+1.6BT2+1.6ST	1 G+1.2BT2+1ST
1.35G +1.35D240	1G+D240
1.35G +1.35MC120	1G+Mc120

### III.8. Conclusion

Enfin, les chargements appliqués sur le pont, ainsi que leurs caractéristiques, ont pu être déterminés conformément au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR). Cependant, cela ne représente qu'une étape préliminaire avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et en efforts tranchants, réalisé à l'aide de logiciels de modélisation et de calcul tels qu'Autodesk Robot.

## **IV. CHAPITRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

### IV.1. Introduction

Le but de la précontrainte est de limiter les contraintes de traction développées par les surcharges appliquées à la structure lors de service, cette méthode repose sur l'application d'une force initiale par des câbles avant de mettre la structure en service.

Dans ce chapitre, nous allons étudier la poutre suivant les différentes sollicitations évoquer dans le chapitre précédent et dimensionner la précontrainte

### IV.2. Le principe du béton précontraint

La précontrainte implique d'appliquer des forces de compression sur le béton avant l'application des charges externes, créant ainsi des contraintes. En combinant ces contraintes avec celles générées par les charges externes, on obtient des contraintes en tout point qui demeurent en dessous des valeurs admissibles.

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

### IV.3. Mode de la précontrainte :

On précontraint le béton en utilisant des câbles tendus par des vérins. La tension exercée sur les câbles applique une contrainte de compression sur le béton, dont l'ampleur varie en fonction des charges de flexion que la structure devra supporter. Cette précontrainte peut être appliquée de différentes manières :

- Pré tension, c'est-à-dire que les câbles sont tendus avant le coulage du béton.
- Post-tension : dans ce cas, les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Pour notre projet on avait choisi, en se basant sur la portée des travées, une précontrainte par post-tension qu'on va étudier étape par étape dans la suite de ce chapitre.

### IV.4. La précontrainte par post-tension :

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- Intérieure au béton.
- Extérieure au béton.

#### IV.4.1. Etapes générales de réalisation :

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Les conduits les plus couramment utilisés, appelés "gaines", sont placés à l'intérieur du coffrage avant le coulage du béton.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Des vérins tendent les armatures à leurs extrémités en prenant appui sur le béton de la poutre et les fixent en place à l'aide de systèmes d'ancrage. La tension exercée sur les armatures est transmise au béton, le comprimant ainsi.
- Ensuite, les vérins sont retirés et les câbles excédentaires sont coupés. Les conduits sont ensuite remplis d'un coulis de ciment (ou parfois de cires ou de graisses) pour protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion.
- Suite à l'injection, on scelle les têtes d'ancrages pour prévenir toute infiltration d'eau jusqu'aux points d'ancrage.

## IV.5. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :

### IV.5.1. Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance et se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles.

- Les torons : Les torons sont un assemblage de plusieurs fils, produits par déformation à froid d'un fil machine.
- Les câbles : Les câbles sont composés de plusieurs torons en acier à haute résistance pour le béton précontraint.

### IV.5.2. La géométrie des câbles de précontrainte

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la géométrie du câble est généralement conçue pour suivre de manière approximative la distribution des moments sous charges permanentes.

### IV.5.3. Classe de la précontrainte

#### Classe I (la plus pénalisante)

Elle ne permet pas les contraintes de traction. Cette méthode s'applique aux pièces soumises à une traction simple (tirants, parois de réservoirs contenant des fluides) et aux pièces sollicitées à la fatigue.

#### Classe II (la plus courante)

Elle permet les contraintes de traction dans le béton, mais interdit la formation de fissures. Cette méthode s'applique aux éléments exposés à des environnements agressifs.

#### Classe III (la moins pénalisante)

Elle tolère une ouverture limitée des fissures sous des sollicitations extrêmes et s'applique aux pièces en atmosphère peu agressive.

**Pour cet ouvrage, nous allons considérer une précontrainte de classe II**, caractérisée par des contraintes limites qu'il faut respecter lors du calcul de la contrainte de précontrainte

### IV.5.4. Données de calcul :

Ci-dessous, les propriétés géométriques de la poutre, ainsi qu'un rappel des données nécessaires pour le dimensionnement de la précontrainte.

Tableau IV.23 : Données de projet

$H_P$	$H_{(P+D)}$	L	$L_{poutre}$	$N_{poutres}$	$e_{dalle}$	$b_{About}$	LTC
(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)
2	2.2	40	39	7	0.2	0.6	1.04

**Tableau IV.24 : Caractéristiques du béton**

$f_{c28}$ (MPa)	$F_{t28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bt}$ (MPa)
40	3	27	-4.5

**Tableau IV.25 : Caractéristiques des câbles 12T15S**

Type de toron	$N_{br\_Toron}$	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{prg}$ (MPa)	$f_{peg}$ (MPa)	$D_{gaine}$ (m)
T15s	12	1668	1860	1600	0.08
F	$\Phi$	g	$\rho_{1000h}$	$E_p$	$f_e$
Rd-1	(m-1)	(mm)		(MPa)	(MPa)
0.18	0.002	0.006	2.5	190000	500

#### IV.6. Dimensionnement de la précontrainte :

##### IV.6.1. Valeur Minimale de la Précontrainte en Service :

On effectue le calcul en classe II. La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{min} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M \times \frac{1}{\vartheta'} \sigma_{bt1} + \frac{1}{\vartheta} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ Section sous - critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{\vartheta} \sigma_{bt2}}{\vartheta' + \rho \times \vartheta' - d'}, \text{ Section sur critique.}$$

D'où :  $P_I = 0,827 \text{ MN}$  et  $P_{II} = 5,690 \text{ MN}$

##### IV.6.2. Les moments :

**Tableau IV.26 : Résultats Logiciel.**

$M_{gp}$	$M_M$	$M_m$	$V_M$	$V_m$
3553.52KN.m	9601.23KN.m	6137.68KN.m	1256.75KN.m	663.9KN.m

- $M_{gp}$ : moment de poids propre.
- $M_m$  : moment dû aux charges permanentes additionnelles.
- $M_M$ : moment généré par les actions variables de toutes natures.
- $V_M$  : effort tranchant Els généré par les actions variables de toutes natures.
- $V_m$  : effort tranchant Els de poids propre.

D'où  $P_I = 0,827 \text{ MN}$

$P_{II} = 5,690 \text{ MN}$

$e_0$  : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre

$$P_{Min} = \sup (PI, PII) = 5,690 \text{ MN} \quad \rightarrow \text{Donc la section est sur critique}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -1,106 \text{ m}$$

**IV.6.2.1. Détermination du nombre de câbles :**

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

Alors :  $P_0 = \min(2.402 ; 2.482 \text{ MN}) = 2.402 \text{ MN}$

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 30%

d'où:  $P_{min} \leq 0,70 \times n \times p_0$  on obtient  $n \geq 3.38$  donc on prendra **4 câbles de 12T15**

**IV.6.2.2. Nombre de câbles à l'about :**

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$

D'où :  $P_m = 0,9 \cdot P_0 = 2,162 \text{ MN}$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_g) \geq 1.5f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_g) \geq 0.6f_{bc}$$

$B_{br}$ (m <sup>2</sup> )	$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$I_{br}$ (m <sup>4</sup> )	$I_n$ (m)	$v$ (m)	$v'$ (m)	$e_0$ (m)	$h$ (m)
0,731	0,695	0,347	0,312	0,972	1,028	-0,728	2,000

$$\rightarrow P_{Inf} = 7.23 \text{ MN} \text{ et } P_{Sup} = 14.59 \text{ MN}$$

D'où  $P_{inf,suf} \leq 0,70 \times n \times p_0$  ce qui donne  $n \leq 4.30$  donc on prend  $n = 4$

On place quatre câbles à l'about.

**1<sup>ère</sup> famille :** 4 câbles à l'about.

**IV.6.2.3. Vérification de la section médiane :**

➤ Au 7<sup>ème</sup> jour:

On tire les 2 câbles d'about à 50% de  $P_0$  et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{c7} = 26,49 \text{ MPa} \quad f_{t7} = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = 17.660 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{bc} = -3.284 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 7.447 \text{ MPa} ; \sigma_{inf} = 4.993 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} \leq 17,660 \text{ MPa} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e}) ; \sigma_{inf} \leq 17,660 \text{ MPa} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

➤ **Au 28<sup>eme</sup> jour:**

On tire les câbles d'about à 100% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

On tire les câbles d'about à 100% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPa} \quad \sigma_{bt} = -4,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 3,871 \text{ MPa} \leq 26,67 \text{ MPa} \quad \text{V\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$P = 0,9P_0 \cdot n \quad P = 8.647$$

$$\sigma_{inf} = 21,515 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa} \quad \text{V\u00e9rifi\u00e9e}$$

**IV.6.3. V\u00e9rification des contraintes**

- **1<sup>ere</sup> phase** : Au 7<sup>eme</sup> jour, poutre, Les câbles sont tir\u00e9s \u00e0 50%.
- **2<sup>eme</sup> phase** : Au 28<sup>eme</sup> jour, poutre, Les câbles sont tir\u00e9s \u00e0 100%.
- **3<sup>eme</sup> phase** : Au 28<sup>eme</sup> j/Dalle, Câbles tir\u00e9s \u00e0 100%.
- **4<sup>eme</sup> phase** : Au 28<sup>eme</sup> j/en service, Câbles tir\u00e9s \u00e0 100%.

**1<sup>ere</sup> famille : (4 câbles \u00e0 l'about)**

Tir\u00e9s \u00e0 50% de P0 au 7<sup>eme</sup> jour.

Tir\u00e9s \u00e0 100% de P0 au 28<sup>eme</sup> jour.

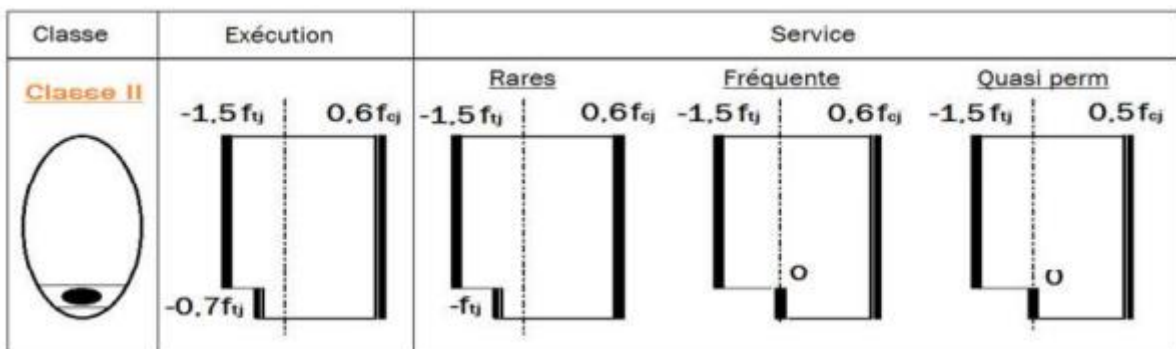


Tableau IV.27 : les contraintes admissibles selon BPEL

Classe II	En ex\u00e9cution Phase1, 2et3	En service Phase4
<b>En compression</b>	$\sigma_{bc1} = 0.6 f_{c28}$	$\sigma_{bc1} = 0.6 f_{c28}$
<b>En traction</b>	$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28}$	$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28}$
	$\sigma_{bt2} = -0.7 f_{t28}$	$\sigma_{bt2} = -f_{t28}$

Tableau IV.28 : Résultat de calcul selon BPEL

Phase	$F_{cj}$ (MPa)	$F_{tj}$ (MPa)	$\sigma_{bc1}$ (MPa)	$\sigma_{bt1}$ (MPa)	$\sigma_{bt2}$ (MPa)	$\Delta p$ (MPa)	Nbr des câbles
Phase 1	26.49	2.19	15.89	-3.28	-1.53	5%	4
Phase 2	40	3	24	-4.5	-2.1	15%	4
Phase 3	40	3	24	-4.5	-2.1	20%	4
Phase 4	40	3	24	-4.5	-3	30%	4

Tableau IV.29 : caractéristique des poutres dans chaque phase

Phase		$I_G$ (m4)	B (m2)	V(m)	V'(m)
Phase 1	Poutre	0,3468	0,7311	0,9724	1,0276
Phase 2	Poutre	0,3468	0,7311	0,9724	1,0276
Phase 3	Poutre+dalle	0,581	1,033	0,794	1,406
Phase 4	En service	0,581	1,033	0,794	1,406

Tableau IV.30 : Calculs des contraintes admissibles

Phase	$e_0$ (m)	$M$ (MN.m)	$P$ (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	Borne (MPa)		$\sigma_{inf}$ (MPa)	OBS
					$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bt}$		
Phase 1	0.78	3.56	4.56	6.21	15.89	-1.53	6.33	Vérfifié
Phase 2	0.78	3.56	8.17	3.28	24	-2.1	19.06	Vérfifié
Phase 3	1.12	5.22	7.69	2.83	24	-2.1	15.65	Vérfifié
Phase 4	1.12	6.14	6.73	4.6	24	-3	9.89	Vérfifié

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_g) \geq 1.5f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_g) \geq 0.6f_{bc}$$

Exemple de calcul phase1:

**1<sup>ère</sup> phase :** Au 7ème jour, poutre, Les câbles sont tirés à 50%

$$P_0 = 2.402MN$$

$$P = \text{nbr de câble} \times \frac{P0}{1 - \Delta P} 50\%$$

$$= 4 \times (2.402 / (1 - (5 / 100))) \times 50\% = 4 \times 2.402 \times 0.95 \times 0.5 = 4.56 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 - M) = \frac{4.56}{0.7311} - \frac{0.9724}{0.3468} (4.56 \times 0.78 - 3.56)$$

$$\sigma_{sup} = 6.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times e_0 - M) = \frac{4.56}{0.7311} + \frac{1.0266}{0.3468} (4.56 \times 0.78 - 3.56)$$

$$\sigma_{inf} = 6.33 \text{ MPa}$$

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

#### IV.6.4. Tracé des câbles de précontrainte

Le tracé des câbles de précontrainte présente des variations dans la direction verticale et horizontale.

La forme des câbles est principalement parabolique car les charges permanentes sont généralement réparties de manière uniforme. Avant l'ancrage, il y a généralement une section droite d'environ un mètre

Au niveau de la section médiane, qui est la plus sollicitée, les câbles sont rassemblés dans le talon avec un décalage maximal. La précontrainte devient de plus en plus importante à mesure que l'on s'approche de l'appui, ce qui nécessite de relever progressivement les câbles pour éviter toute contrainte excessive sur la partie inférieure tout en réduisant efficacement l'effort tranchant.

#### IV.6.4.1. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

##### IV.6.4.1.1. SECTION MEDIANE :

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

- d1 = 0,130 m
- d2 = 0,215 m
- d3 = 0,385 m
- d4 = 0,470 m

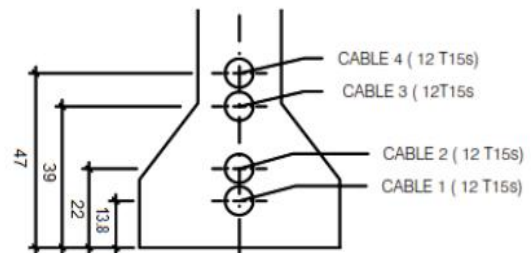


Figure IV.16 : disposition des appareils d'ancrage dans la section médiane

##### IV.6.4.1.2. Section d'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,35m et 0,45 entre 2 plaques d'encrage successifs

$$P1 = P2 = P3 = P4$$

$$Y1=0,35 \text{ m} \quad Y2 = 0,45 \text{ m}$$

$$d1 = \frac{4V' - 4Y1 - 2Y2}{2}$$

$$d1 = 0,467 \text{ m} / d2 = 0,817\text{m} / d3 = 1,267\text{m} / d4 = 1,617$$

Pour des raisons pratiques on prend :

$$d1 = 0.550 \text{ m}$$

$$d2 = 0.900 \text{ m}$$

$$d3 = 1.350 \text{ m}$$

$$d4 = 1.700 \text{ m}$$

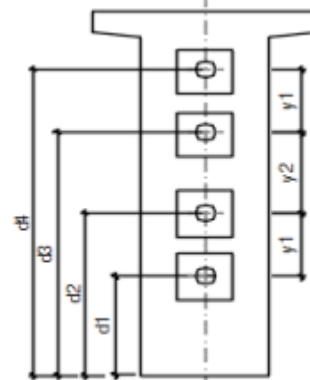


Figure 17 : Disposition des appareils d'ancrage dans la section d'about

#### IV.6.4.2. La vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ( $P_i \cdot \sin \alpha_i$ ) afin de diminuer l'effort tranchant.

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin}\left(\frac{V_M - V'}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{V_m - V'}{P}\right)$$

Avec : L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{arc sin}\left(\frac{V_M + V_m}{2P}\right)$$

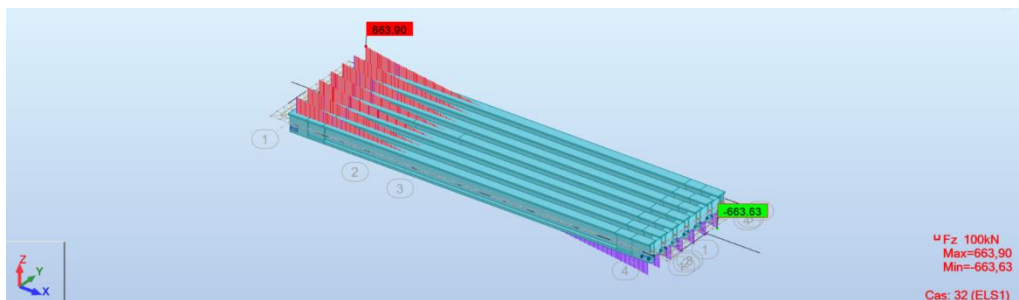


Figure IV.19 : Résultat Effort tranchant ELS\_G

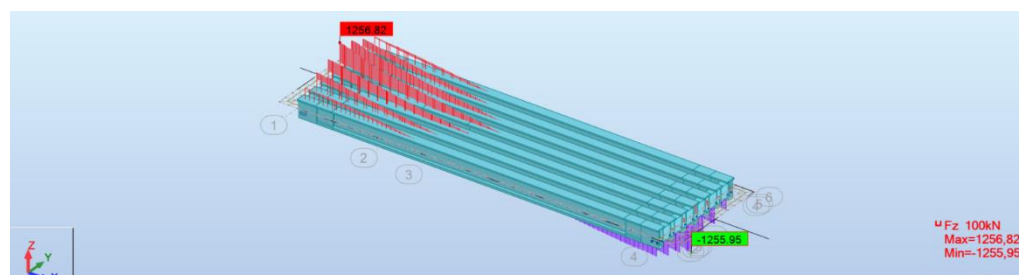


Figure 18 : Résultat Effort tranchant EL\_D240+G

$V_m$  : Effort tranchant à vide sous (G)

$$V_m (G) = 0.663 \text{ MN}$$

$V_M$  : Effort tranchant en charge sous (G + D240)

$$V_M (G + D240) = 1.255 \text{ MN}$$

$V'$  = effet tranchant limite que peut supporter la section d'about

$$V' = T' \times b_n \times 0.8h$$

$T'$  = contrainte tangentielle limite en état de service

$$T' = [0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma_x)]^{1/2}$$

$\sigma_x$  = contrainte normale au niveau de la fibre neutre  $\sigma_x = P/Bn$

$B_n$  = surface limite nette de la section d'about + hourdis

$$B_n = B_{brute} - n \cdot B_{gaine}$$

$b_n$  = largeur nette de la section d'about + hourdis

$$b_n = b_0 - n \times K \cdot \emptyset$$

$n = 1$  : Nombre de gaines par lit

$k = 0,5$  : Gaine injectée au coulis de ciment.

$n$  = nombre de gains

$b_0$  = surface brute

$B_{gaine}$  = surface de la gaine

$$b_0 = 0.6 \text{ m}; n = 1 \text{ lit}; \emptyset = 0.08 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 - n \times K \times \emptyset = 0.60 - (1 \times 0.5 \times 0.08) = 0.56 \text{ m}$$

$$B_{brute} = 1.613 \text{ m}^2; B_{gaine} = 3.14 \times (0.08)^2 / 4 = 0.005 \text{ m}^2; \mathbf{n=4 \text{ cable}}$$

$$B_n = B_{brute} - n B_{gaine} = 1.613 - 4 (0.005) = 1.593 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2,402 \text{ MN}; \Delta P = 30\%; n = 4 \text{ câble}$$

$$P = n_{br} \text{ de câble} \times P_0 / (1 - \Delta P) = 4 \times 2.402 \times 0.70 = 6.73 \text{ MN}$$

$$P = 6.63 \text{ MN}; B_n = 1.593 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} = 4.22 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 3 \text{ (MPa)}; \sigma = 4.22 \text{ (MPa)};$$

$$T' = [0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma_x)]^{1/2} = [0.4 \times 3 \times (3 + 4.22)]^{1/2} = 2.94 \text{ MPa}$$

$$T' = 2.94 \text{ MPa}; b_n = 0.56 \text{ m}; h = 2.20 \text{ m}$$

$$V' = T' \times b_n \times 0.8h = 2.94 \times 0.56 \times (0.8 \times 2.2) = 2.90 \text{ MN}$$

Tableau IV.31 : Résultat de détermination de l'angle de relevage

$b_n$ (m)	$B_n$ (m <sup>2</sup> )	P (MN)	L cable (m)	L relvage (m)	L pb (m)	$\sigma_x$ (MPa)	T' (MPa)	V' (MN)
0.56	1.593	6.725	40	1	38	4.22	2.94	2.897

$$\text{Arc sin} \frac{V_M - V'}{P} \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \frac{V_m - V'}{P}$$

$$-0.0155 \leq \alpha \leq 35.51$$

On fixe :  $\alpha_1 = 2.3^\circ$     $\alpha_2 = 3.81^\circ$     $\alpha_3 = 5.36^\circ$     $\alpha_4 = 6.86^\circ$

**IV.6.4.3. Allures des câbles :**

Les câbles de la première famille sont habituellement ancrés à l'about des poutres, idéalement à intervalles uniformes pour garantir une répartition efficace de l'effort de précontrainte et minimiser les effets de la diffusion. De plus, la somme des forces de précontrainte correspond au centre de gravité de la section d'extrémité

Pour estimer le rayon de courbure, on peut supposer que la pente du câble est négligeable, ce qui permet d'utiliser l'équation d'une parabole de second degré :

$$1/R = 8 \times f/l_2$$

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole. Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1m à partir d'ancrage

L'angle de déviation  $\beta$  sur une longueur l peut être calculé par l'équation  $\beta = 4 \times \frac{f}{l}$

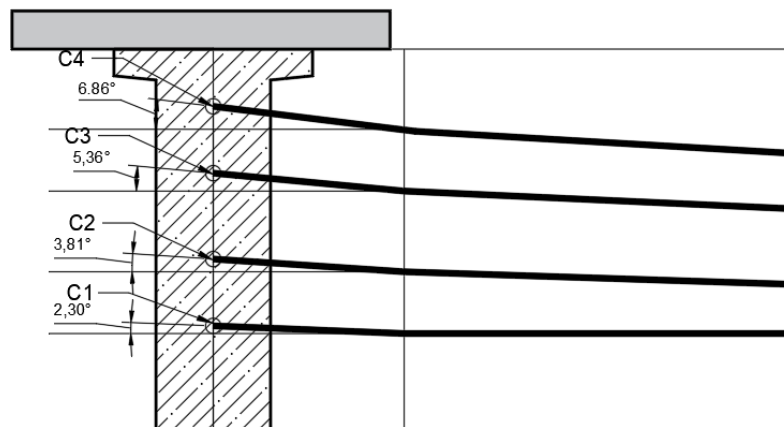


Figure IV.20 : Chemin de câbles

Tableau IV.32 : Résultat des rayons et angles de déviation

N°câble	L (m)	$\alpha(^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(\text{rad})$
			X=0	X=1	X=20			
C1	38	2.3	0.55	0.59	0.14	0.45	402.64	0.047
C2	38	3.81	0.9	0.83	0.22	0.61	293.35	0.064
C3	38	5.36	1.35	1.25	0.39	0.86	208.81	0.091
C4	38	6.86	1.7	1.58	0.47	1.11	163.19	0.116

**Exemple de calcul :**

$$f = Y_i (X = 1) - Y_i (X = 20) = 0.59 - 0.14 = 0.45 \text{ m}$$

$$R = l/8 \times f = 382/8 \times 0.45 = 402\text{m}$$

$$\beta = 4 \times f/l = 4 \times 0.45/38 = 0.047\text{rad}$$

**IV.6.5. Calcul des pertes :**

Dans le domaine du béton précontraint, les pertes ne sont pas à sous-estimer, avec une diminution observée de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées surviennent au moment où les câbles de précontrainte sont tendus.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

**IV.6.5.1. Pertes par frottement :**

Ce genre de perte est généré par le frottement des câbles contre les gaines lors de la tension initiale. La quantification de cette perte de tension due au frottement est réalisée grâce à la formule suivante :

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{po} \times (1 - e^{-(fx\beta + (\varphi x X))})$$

$\sigma_{po}$  = la tension a l'origine

F = Coefficient de frottement en courbe

$\beta$  = La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine.

$\varnothing$  = Coefficient de perte de tension par unité de longueur

A l'aide du Tableau valeurs moyennes des coefficients f et  $\varnothing$  dans l'ANNEXE

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

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{po} = P_0/A_p = 2.402/0.001668 = 1440 \text{ MPa}$$

Tableau IV.33 : calcul des pertes de frottement pour les 4 câbles

N° câble	X = l/2 (m)	$\beta$ (rad)	$f \cdot \beta + \phi \cdot X$	$\Delta\sigma\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\phi_{moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma\phi_{moy}$ (%)
C1	20	0.047	0.048	67.49	75.68	6.6
C2	20	0.067	0.052	72.97		
C3	20	0.091	0.056	78.42		
C4	20	0.116	0.06	83.86		

**Exemple de calcul : le câble C 2**

$$f \cdot \beta = 0.18 \times 0.067 = 0.012$$

$$\phi \cdot X = 0.002 \times 20 = 0.04$$

$$f \cdot \beta + \phi \times X = 0.052$$

**IV.6.5.2. Perte due au recule d’ancrage :**

Après la mise tension initiale, on libère le vérin pour permettre le blocage des clavettes. Ces dernières reculent de quelques millimètres, ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} \cdot e^{[-2k(d)+(kx)]}$$

Avec :

$$\Delta\sigma g = 2 \cdot \sigma_{po} \cdot k \cdot (d - X)$$

d= longueur sur le quelle s’effectue le recule d’ancrage  $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{po} \times k}}$

k= constante ;  $k = f \times \frac{\beta}{l} + \phi$  ; g=2 a6 mm dans notre cas g = 4 mm

Tableau IV.34 : Résultat des pertes par recule d’ancrage

N ° câble	L (m)	K (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma g$ (MPa)
C 1	20	0.0024	14.83	102.50
C 2	20	0.0026	14.25	106.7
C 3	20	0.0028	13.73	102.81
C 4	20	0.003	13.26	99.29

On remarque que d est inferieure a l/2 du coup on n’aura pas de perte par recule a mi-travé

**Exemple de calcul : le câble C 1**

f=0.18;  $\beta=0.047$ rad; l=20 m;  $\phi = 0.002$ ; Ep= 190000 MPa ; g = 0.004 m ;  $\sigma_{po} = 1440$  MP

$$d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{po} \times K}} = \sqrt{\frac{190000 \times 0.004}{1440 \times 0.0024}} = 14.83 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_g = 2 \cdot \sigma_{po} \cdot k \cdot (d - x) = 2 \times 1440 \times 0.0024(14.83) = 102.50 \text{ MPa}$$

#### IV.6.5.3. Perte par déformation instantané du béton :

La diminution de la tension, causée par les déformations immédiates du béton sous l'effet des armatures de précontrainte et des autres charges permanentes, peut être considérée comme une perte moyenne qui affecte chaque armature de manière équivalente, et est uniforme dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1E_p}{2E_{ij}} \cdot \sigma_{bi}$$

- $\sigma_{bi}$  = contrainte parabole du béton  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG}$ .
- P = effort de précontrainte P = nbr de câble x P0/(1-ΔP).
- Bsurface net B = Bbrute(section médiane sans dalle) -( nbr de câble x surface de câble ).
- IG = moment d'inertie de la section médiane sans dalle après soustraction de la section des Câbles
- Mp = moment de la poutre seule
- e = excentrement du câble moyen dans la section poutre médiane sans dalle

Tableau IV.35 : données pour calcul de la perte due au raccourcissement du béton

P ( MN )	B ( m <sup>2</sup> )	e ( m )	Mp ( MN.m )	IG ( m <sup>4</sup> )	σ <sub>bi</sub> ( MPa )
9.09	0.74	0.76	3.355	0.359	19.45MPa

#### Calcul :

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4 ; P_0 = 2.401 \text{ MN} ; \Delta P = 6.6\% \text{ (instantané)}$$

$$P = \text{nbr de cable} \times P_0 / (1 - \Delta P) = 4 \times 2.401 / (1 - 6.6\%) = 8.97 \text{ MN}$$

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4 ; B \text{ brute} = 0.85 \text{ m}^2 ; D \text{ gaine} = 0.08 \text{ m}$$

$$B = B_{\text{brute sans dalle}} - (\text{nbr de cable} \times \text{surface de cable}) \\ = 0.74 - (4 \times 3.14 \times \frac{0.08 \times 0.08}{4})$$

$$B = 0.72 \text{ m}^2$$

$$V' \text{ (v' section médiane sans dalle)} = 1.04$$

$$d' = [( \text{nbr de cable} + 1 ) \times D \text{ gaine} / 2] + D \text{ gaine} = (5 \times 0.08 / 2) + 0.08 \\ = 0.28 \text{ m}$$

$$e = v' \text{ (section médiane sans dalle)} - d' \text{ (câble moyen)} = 1.04 - 0.28 = 0.76 \text{ m}$$

$$I_G = 0.359 \text{ m}^4 ; e = 0.76 \text{ m} ; M_p = 3.355 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG} = \frac{8.97}{0.74} + \frac{8.97 \times 0.76 \times 0.76}{0.359} - \frac{3.355 \times 0.76}{0.359} \\ = 19.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bi}$ (MPa)	$E_p$ (MPa)	$E_{ij}$ (MPa)	$\sigma_e$ (MPa)	$\sigma_e$ (%)
19.45	190000	37619,47	50	3.4%

**Calcul :**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = \frac{1E_p}{2E_{ij}} \times \sigma_{bi} = \frac{190000}{2 \times 37619,47} \times 19.8 = 50 \text{ MPa}$$

#### IV.6.5.4. Perte par fluage:

Lorsqu'une pièce est soumise à des actions permanentes à partir de sa mise en contrainte subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale a :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

- P= effort de précontrainte P= nbr de câble x P0/(1-ΔP)
- B<sub>surface net</sub> = B<sub>brute</sub> (section médiane avec dalle) -( nbr de câble x surface de câble )
- I<sub>G</sub>= moment d'inertie de la section médiane avec dalle après soustraction de la section des
- Câbles
- M = moment de la poutre +dalle (permanent)
- e = excentrement du câble moyen dans la section poutre médiane avec dalle

Tableau IV.36 : Résultat des pertes par fluage

P (MN)	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	e (m)	M <sub>p</sub> (MN.m)	σ <sub>bi</sub> (MPa)	E <sub>ij</sub> (MPa)	Δσ <sub>fl</sub> (MPa)	Δσ <sub>fl</sub> %
8.64	1,0871	0.6508	0.72	6.14	11.25	37619.47	142.05	9.9

**Calcul :**

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4 ; P_0 = 2.401 \text{ MN} ; \Delta P = 6.6\% + 3.4\% = 10\% \text{ (instantané)}$$

$$P = \text{nbr de cable} \times P_0 / (1 - \Delta P) = 4 \times 2.401 / (1 - 10\%) = 8.64 \text{ MN}$$

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4 ; B_{\text{brute avec dalle}} = 1.26 \text{ m}^2 ; D_{\text{gaine}} = 0.08 \text{ m}$$

$$B = B_{\text{brute avec dalle}} - (\text{nbr de cable} \times \text{surface de cable})$$

$$= 1,0871 - (4 \times 3.14 \times \frac{0.08 \times 0.08}{4}) = 1.07 \text{ m}^2$$

$$V' \text{ (v' section mediane avec dalle)} = 1.24 \text{ m} ;$$

$$d' = [(\text{nbr de cable} + 1) \times D_{\text{gaine}} / 2] + D_{\text{gaine}} = (5 \times 0.08 / 2) + 0.08 = 0.28 \text{ m}$$

$$e = v'(\text{section mediane avec dalle}) - d'(\text{cable moyen}) = 1.24 - 0.28 = 0.96 \text{ m}$$

$$I_G = 0.6508 \text{ m}^4; e = 0.74; M_p = 6.14 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} = \frac{8.64}{1.07} + \frac{8.64 \times 0.96 \times 0.96}{0.6508} - \frac{6.14 \times 0.96}{0.6507}$$

$$= 11.25 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_c} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = 2.5 \times \frac{190000}{37619.47} \times 11.25 = 142.05 \text{ MPa}$$

#### IV.6.5.5. Perte par retrait :

Les câbles, fixés au béton à leurs extrémités par les ancrages et tout au long de leur parcours par le coulis d'injection, sont soumis aux mêmes variations de déformation que le béton environnant. Ainsi, la perte finale de tension due au retrait est donc, pour le câble en question :

$$\Delta \sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Très souvent on néglige  $r(t_0)$  ce qui donne  $\Delta \sigma_r = E_p \times \epsilon_r$

$\epsilon_r$  dépend de la carte climatique d'Algérie :

- $2 \times 10^{-4}$  en climat humide zone A
- $3 \times 10^{-4}$  en climat tempéré zone B
- $4 \times 10^{-4}$  en climat chaud et sec zone C, D1
- $5 \times 10^{-4}$  en climat très sec et désertique D2 ,D3

Tableau IV.37 : Résultat des pertes par retrait du béton

$E_p$ (MPa)	$\epsilon_r$	$\Delta \sigma_r$ (MPa)	$\Delta \sigma_r$ %
190000	$3 \times 10^{-4}$	57	3.9

#### IV.6.5.6. Perte par relaxation :

La relaxation de l'acier se réfère à la libération de la tension, laquelle dépend des propriétés de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta \sigma_{rela} = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left( \frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

$\rho_{1000}$  = relaxation garantie à 1000h

$\mu_0$  = coefficient vaut 0.43 pour les armatures très basse relaxation

$\sigma_{pi}$  = contrainte après perte instantané

Tableau 38 : résultat des pertes par relaxation

$\rho_{1000}$ (%)	$\mu_0$	$f_{prg}$	$\sigma_i$ (MPa)	$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	$\Delta\sigma_\rho$ %
2.5	0.43	1860	1296	51.86	3.6

$\Delta P$  (instantané) = 6.6% + 3.4 = 10%

$\sigma_i = 1440 - 1440 (10\%) = 1296$  MPa

Tableau IV.39 : Récapitulative des résultats des pertes

	(MPa)	(%)	$\Sigma$	$\Sigma$
$\Delta\sigma_{\emptyset moy}$	75.68	6.6	10	27.4
$\Delta\sigma_g$	0	0		
$\sigma_e$	50	3.4		
$\Delta\sigma_{fl}$	142.05	9.9	17.4	
$\Delta\sigma_r$	57	3.9		
$\Delta\sigma_\rho$	51.86	3.6		

$\Delta\sigma_\rho = 0.06 \times 2.5 \times \left(\frac{1296}{1860} - 0.43\right) \times 1296 = 51.86$  MPa

**Remarque :**  $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho$

#### IV.6.6. Justification de la précontrainte :

##### IV.6.6.1. Justification de la poutre à l'ELS :

Dans cette section, nous allons vérifier si la structure est conforme aux normes réglementaires en vérifiant, à chaque étape de la construction et de l'utilisation, que les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites prescrites par les réglementations en vigueur.

Dans cette section, nous allons examiner si la structure est conforme aux normes réglementaires en vérifiant, à chaque étape de la construction et de l'utilisation, que les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites prescrites par les réglementations en vigueur.

1<sup>ère</sup> phase : Au 7<sup>ème</sup> jour, poutre, Les câbles sont tirés à 50%. Et 50% des pertes instantanées

2<sup>ème</sup> phase : Au 28<sup>ème</sup> jour, poutre, Les câbles sont tirés à 100%. Et 100 % des pertes instantanées

3<sup>ème</sup> phase : Au 28<sup>ème</sup> j/Dalle, Câbles tirés à 100%. Et la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

4<sup>ème</sup> phase : Au 28<sup>ème</sup> j/en service, Câbles tirés à 100% Et 100 % des pertes total

Tableau IV.40 : caractéristique des sections

	X=0		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)	2	2.2	2	2.2	2	2.2	2	2.2
B <sub>net</sub> (m <sup>2</sup> )	1,237	1,593	0,711	1,067	0,711	1,067	0,711	1,067
V (m)	0,959	0,903	0,959	0,803	0,957	0,764	0,952	0,765
V' (m)	1,041	1,297	1,041	1,397	1,436	0,957	1,048	1,435
I G (m <sup>4</sup> )	0,444	0,754	0,365	0,671	0,362	0,699	0,357	0,692
ρ (%)	0,359	0,404	0,431	0,478	0,510	0,597	0,504	0,591

#### IV.6.6.1.1. Contrainte de vérification

Tableau IV.41 : Contrainte admissible par phases

Phase	<i>F<sub>cj</sub></i> (MPa)	<i>F<sub>tj</sub></i> (MPa)	<i>σ<sub>bc1</sub></i> (MPa)	<i>σ<sub>bt1</sub></i> (MPa)	<i>σ<sub>bt2</sub></i> (MPa)
Phase 1	26.49	2.19	15.89	-3.28	-1.53
Phase 2	40	3	24	-4.5	-2.1
Phase 3	40	3	24	-4.5	-2.1
Phase 4	40	3	24	-4.5	-3

#### IV.6.6.1.2. Vérification des contraintes normales :

Tableau 42 : Contrainte limite par phases

Phase	N° câbles	Mt (%)	Δp (%)	P1 (MPa)	P2 (MPa)
Phase 1	4	50	5	4.71	4.72
Phase 2	4	100	10	9.72	8.26
Phase 3	4	100	18.7	8.36	7.26
Phase 4	4	100	27.4	7.29	6.27

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux normes réglementaires en vérifiant, à chaque étape de la construction et de l'utilisation, que les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites prescrites par les réglementations, en tenant compte de la section la plus sollicitée. Selon le **BPEL** :

$$P1(x,t) = 1.02 P0 - 0.80 \Delta P(x,t)$$

$$P2(x,t) = 0.98 P0 - 1.20 \Delta P(x,t)$$

Avec  $p0=2.401MN$

**Exemple de calcul : phase 3**

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4; Mt = 100\%; po = 2.401 MN$$

$$\Delta p = 100\% \text{ instantané} + 50\% \text{ différées} = 10 + 17.4 \times 50\% = 18.7\%$$

$$P1 = 1.02 P0 - 0.80 \Delta P$$

$$\begin{aligned} &= 1.02 \times \text{nbr de cable} \times P_0 \times Mt (\%) - 0.8 \times 18.7\% P_0 \times Mt (\%) \\ &= (1.02 - 0.8 \times 18.7\%) \times \text{nbr de cable} \times P_0 \times Mt (\%) \\ &= 0.87 \times 4 \times 2.401 \times 100\% \\ &= 8.36 MPa \end{aligned}$$

$$P2 = 0.98 P0 - 1.20 \Delta P$$

$$\begin{aligned} &= 0.98 \times \text{nbr de cable} \times P_0 \times Mt (\%) - 1.2 \times 18.7\% P_0 \times Mt (\%) \\ &= (0.98 - 1.20 \times 18.7\%) \times \text{nbr de cable} \times P_0 \times Mt (\%) \\ &= 0.7556 \times 4 \times 2.401 \times 100\% \\ &= 7.26 MPa \end{aligned}$$

On va vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times e_0 + M)$$

- **P** : effort de précontrainte ;
- **B<sub>n</sub>** : surface nette de la section considérée ;
- **I<sub>n</sub>** : inertie nette de la section considérée ;
- **e<sub>0</sub>** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
- **M** : moment extérieur ;
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes

**Tableau 43 : Vérification des contraintes phase 1 et 2**

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
<b>e(m) = V' - Ymoy</b>		-0.084	0.67	0.73	0.8	-0.084	0.6	0.73	0.8
<b>MELS</b>		0	2.62	3.32	3.55	0	2.62	3.32	3.55
<b>P1 (MN)</b>		4.71	4.71	4.71	4.71	9.72	9.72	9.72	9.72
<b>P2 (MN)</b>		4.72	4.72	4.72	4.72	8.26	8.26	8.26	8.26
<b>σp(MPa)</b>	<b>σsup</b>	0	6.88	8.78	9.47	0	6.88	8.78	9.47
	<b>σinf</b>	0	-7.47	-13.17	-10.42	0	-7.47	-13.17	-10.42
<b>σP1(MPa)</b>	<b>σsup</b>	4.66	-1.66	-2.46	-3.42	9.63	-3.44	-5.087	-7.06
	<b>σinf</b>	2.88	15.62	20.25	17.68	5.92	25.36	32.5	33.49
<b>σP2(MPa)</b>	<b>σsup</b>	4.67	-1.67	-2.47	-3.43	8.18	-2.92	-4.32	-6
	<b>σinf</b>	2.88	15.65	-3.43	17.72	5.05	23.4	35.53	29.01
<b>σpMAX(MPa)</b>	<b>σsup</b>	4.66	5.22	6.32	6.05	9.63	3.44	3.69	2.41
	<b>σinf</b>	2.88	8.15	7.08	7.26	5.92	18.89	19.33	23.07
<b>σpMIN(MPa)</b>	<b>σsup</b>	4.67	5.21	6.31	6.04	8.18	3.96	4.46	3.47
	<b>σinf</b>	2.88	8.18	7.13	7.3	5.05	19.93	22.36	20.59

	Y1	Y2	Y3	Y4	Y <sub>moy</sub>
x=0	0.55	0.900	1.35	1.700	1.125
x=L/4	0.17	0.29	0.45	0.56	0.37
x=3L/8	0.138	0.22	0.39	0.47	0.3045
x=L/2	0.116	0.19	0.32	0.41	0.25

Tableau IV.44 : Vérification des contraintes phase 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
<b>e(m) = V' - Y<sub>moy</sub></b>		0,14	0,91	1,08	1,12	0,14	0,91	1,08	0,12
<b>MELS</b>		0	3.85	4.88	5.22	0	4.224	9.008	9.601
<b>P1 (MN)</b>		8.36	8.36	8.36	8.36	7.29	7.29	7.29	7.29
<b>P2 (MN)</b>		7.27	7.27	7.27	7.27	6.27	6.27	6.27	6.27
<b>σ<sub>p</sub>(MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub></b>	0	4.607	5.33	5.77	0,00	5.05	9.85	10.61
	<b>σ<sub>inf</sub></b>	0	-8.02	-6.68	-10.83	0	-8.70	-12.33	-20.9
<b>σ<sub>P1</sub>(MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub></b>	3.85	-1.27	-2.03	-2.52	3.35	-1.107	-1.77	-2.19
	<b>σ<sub>inf</sub></b>	7.26	23.67	20.19	27.25	6.33	20.64	17.61	23.76
<b>σ<sub>P2</sub>(MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub></b>	2.49	-1.1	-2.08	-2.1	2.15	-0.95	-1.8	-5.25
	<b>σ<sub>inf</sub></b>	7.54	20.59	17.96	21.24	6.5	17.76	15.49	20.64
<b>σ<sub>pMAX</sub>(MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub></b>	3.85	3.34	3.3	3.25	3.353	3.943	8.08	8.42
	<b>σ<sub>inf</sub></b>	7.26	15.65	13.51	16.42	6.33	11.94	5.28	3.86
<b>σ<sub>pMIN</sub>(MPa)</b>	<b>σ<sub>sup</sub></b>	2.49	3.507	3.69	3.72	2.15	4.1	8.05	5.36
	<b>σ<sub>inf</sub></b>	7.54	13.91	10.41	10.41	6.5	9.06	3.16	-0.26

**Exemple de calcul phase 1 pour x=L/2**

M<sub>els</sub> = moment de la charge permanente poutre seul= 3.55 (MN.m)

P1 =4.71 (MN) / P2 =4.72 (MN)

$$\sigma_{p_{sup}} = \frac{M \times V}{I} = \frac{3.55 \times 0.952}{0.357} = 9.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p_{inf}} = \frac{M \times V'}{I} = \frac{3.55 \times 1.048}{0.357} = -10.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1_{sup}} = \frac{P1}{B_{net}} + \frac{P1 \times e \times V}{I} = \frac{4.71}{0.711} + \frac{4.71 \times (-0.8) \times 0.952}{0.357} = -3.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1_{inf}} = \frac{P1}{B_{net}} + \frac{P1 \times e \times V'}{I} = \frac{4.71}{0.711} + \frac{4.71 \times (-0.8) \times -1.048}{0.357} = 17.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p2_{sup}} = \frac{P2}{B_{net}} + \frac{P2 \times e \times V}{I} = \frac{4.72}{0.711} + \frac{4.72 \times (-0.8) \times 0.952}{0.357} = -3.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p2inf} = \frac{P2}{Bnet} + \frac{P2 \times e \times V'}{I} = \frac{4.72}{0.711} + \frac{4.72 \times (-0.8) \times 1.048}{0.357} = 17.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max sup} = \sigma_{p sup} + \sigma_{p1 SUP} = 9.47 - 3.42 = 6.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max inf} = \sigma_{p inf} + \sigma_{p1 inf} = -10.42 + 17.68 = 7.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min sup} = \sigma_{p sup} + \sigma_{p2 SUP} = 9.47 - 2.47 = 6.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min inf} = \sigma_{p inf} + \sigma_{p2 inf} = -10.42 + 17.72 = 7.3 \text{ MPa}$$

pour le cas : **phase 3 a x= l/2**

$\sigma_{bt}$	$\sigma$	$\sigma_{bc}$
-3	3.25	24
-3	16.42	24
-3	1.12	24
-3	10.41	24

$$MAX_{\sigma b} = 23.07 \text{ MPa} \quad -3 \leq 23.07 \leq 24$$

$$MIN_{\sigma b} = -0.26 \text{ MPa} \quad -3 \leq -0.26 \leq 24$$

Du coups l'équation  $\sigma_{bt} \leq \sigma b \leq \sigma_{bc}$  **est vérifié**

#### IV.6.6.1.3. Justification des contraintes tangentielles :

L'objectif de cette justification est de s'assurer que les combinaisons des forces de cisaillement avec les moments de flexion et les efforts normaux n'affectent pas la sécurité de la structure ; pour cela, il est nécessaire de vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4[f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_x] \cdot [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

si  $\sigma < 0.4 f_{cj}$  on a  $\tau_1 < \tau_2$  donc on vérifié juste que  $\tau < \tau_1$  avec :

$\tau$  : contrainte tangentielle

$\sigma_x$  = contrainte normal longitudinale au centre de gravité

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V \text{ red} \cdot sn(Y)}{ln \cdot bn}$$

- **Vred** : effort tranchant réduit ;
- **Sn** : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section
- situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;

- **bn** : largeur nette de la section ;
- **In** : moment d'inertie nette de la section

Tableau 45 : Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_1$

<b>P (MN)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>	<b>P sin <math>\alpha</math></b>	<b><math>\sum P \sin (\alpha)</math></b>	<b>Bn (m2)</b>	<b><math>\sigma_x</math> (MPa)</b>	<b><math>\tau_1</math> (MPa)</b>
1.74	2.3	0.07	0.56	1.593	6.02	3.29
1.74	3.81	0.12				
1.74	5.36	0.16				
1.74	6.86	0.21				

**Exemple de calcul pour  $\alpha_3$**

$P_0 = 2.401(MN); \alpha_3 = 5.36^\circ;$

$Bn$  (Poutre + dalle après sous traction des gaines) = 1.593 m2 ;  $ft_{28} = 3Mpa$

$P = P_0 / (1 - \Delta P) = 2.401 (1 - 27.4 \%) = 1.593 (MN)$

$P \sin \alpha = 0.16$  De même pour les autres  $\sum P \sin \alpha = 0.56$

$\sigma_x = P / Bn = (P_0 \times N^\circ \text{ cable}) / Bn = (2.401 \times 4) / 1.593 = 6.02 (MPa)$

$\tau_{12} = (0.4 ft_j [ft_j + \sigma_x]) = 0.4 \times 3 [3 + 6.02] = 3.29 MPa$  et  $\tau_2 = 4.81 MPa$

On a  $6.02 < 16 \Rightarrow \sigma_x < 0.4 f_{cj} \Rightarrow$  on a  $\tau_1 < \tau_2$

donc on vérifie juste que  $\tau < \tau_1$  avec :

Tableau 46 : Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau$

<b>Vser (MPa)</b>	<b>Vred (MPa)</b>	<b>Sn (m3)</b>	<b>In (m4)</b>	<b>bn (m)</b>	<b><math>\tau</math> (MPa)</b>
1.256	0.696	0.61	0.8	0.56q	0.94

- V effort tranchant ELS
- V réduit =  $V_{ser} - \sum P \sin \alpha$
- Sn moment statique par robot
- In moment d'inertie poutre + dalle après soustraction des gaines.
- Bn = largeur nette de la section d'about + hourdis ;  $bn = b_0 - n \cdot \emptyset$

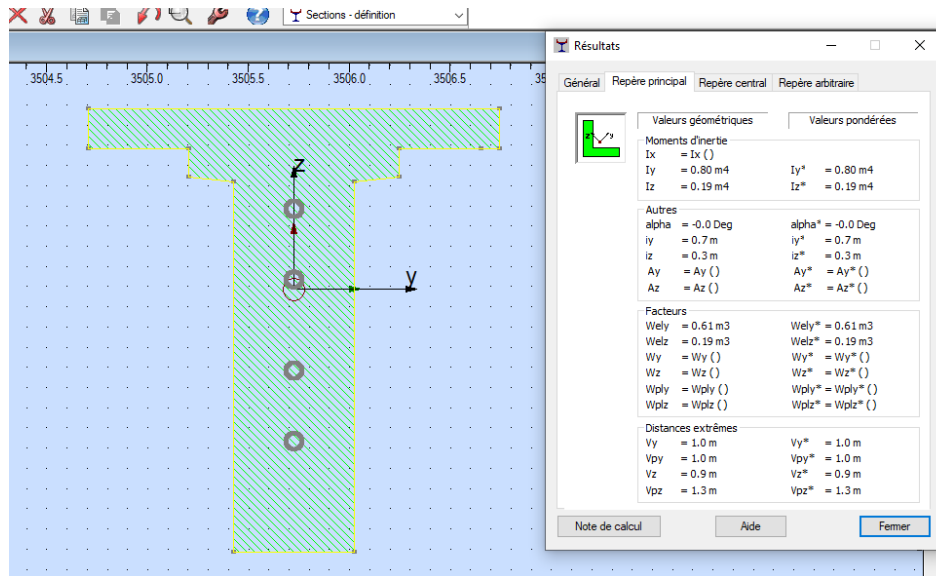


Figure IV.21 : calcul de moment statique par Robot

**Calcul :**

$$V_{els} = 1.256 MPa$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha = 1.256 - 0.56 = 0.696 MPa$$

$$S_n = 0.61$$

$$b_n = b_0 - n \times \phi = b_n = 0.60 - (1 \times 0.08) = 0.56 m$$

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(Y)}{I_n \times b_n} = \frac{0.696 \times 0.61}{0.8 \times 0.56} = 0.94 MPa$$

$$0.94 < 3.29 \Rightarrow \tau < \tau_1 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**IV.6.6.2. Ferrailage passif longitudinal**

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

**IV.6.6.2.1. Armatures de peau**

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3cm^2}{ml} \text{ de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre homogène} \end{array} \right.$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times \Omega = 3 \times 6.42 = 19.26 cm^2 \text{ tq } \Omega : \text{périmètre section médiane} \\ 0.1\% \times 0.7397 m^2 = 7.39 cm^2 \end{array} \right.$$

$$\text{soit } \left\{ \begin{array}{l} 16T10 + 12T10 \text{ au niveau de l'ameet nappe sup} \\ 2T10 + 4T25 \text{ au niveau talon inf et latéral} \end{array} \right.$$

**IV.6.6.3. Armatures longitudinales dans les zones tendues**

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

avec:

$B_t$ : Air du béton tendu

$N_{bt}$ : Effort tranchant équivalent aux conditions de traction exercé sur  $B_t$

$\sigma_{bt}$ : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction

$f_e$ : la limite élastique des armatures utilisées

Dans notre cas  $\sigma^+ = 8.42 \text{ MPa}$

$\sigma^- = -0.26 \text{ MPa}$

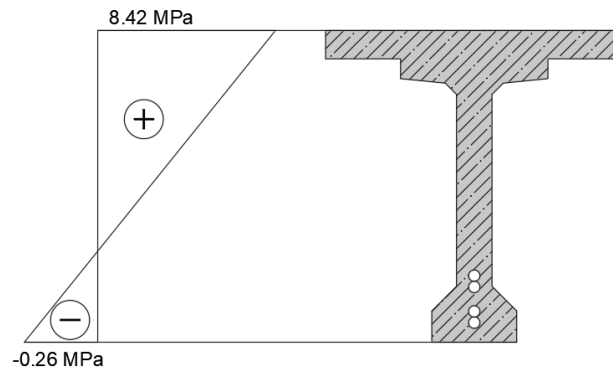


Figure IV.22 : Diagramme des contraintes à mi-traves

**Exemple de calcul :**

$$B_t = 0.0359 \text{ m}^2 ; Y_g = 0.013 \text{ m} ; \sigma_{Bt} = 0.26 \text{ (MPa)} ;$$

$$f_e = 500 \text{ (MPa)} ; N_{Bt} = 0.0047 ;$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) = \frac{0.0359}{1000} + \left( \frac{0.0047}{500} \times \frac{3}{0.26} \right) = 1.44 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 6T25

**IV.6.6.4. Justifications de la poutre à l'ELU :**

La justification des éléments d'une poutre concernant l'état-limite ultime implique deux vérifications essentielles : d'une part, celle de la résistance des armatures transversales, et d'autre part, celle des bielles soumises à la compression

La première étape implique de calculer l'angle  $\beta u$  formé par les agrégats de béton avec la fibre moyenne de la poutre, selon l'expression suivante :

$$\tan (2\beta u) = \frac{2\tau u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

- Avec  $\beta \geq 30^\circ$
- V effort tranchant Elu

- $V_{réduit} = V_{elu} - \sum P \sin \alpha$
- $S_n$  moment statique par robot
- $I_n$  moment d'inertie poutre + dalle après soustraction des gaines
- $b_n =$  largeur nette de la section d'about + hourdis
- $b_n = b_0 - n \times \phi$
- $B_n$ (Poutre + dalle après soustraction des gaines) = 1.593m<sup>2</sup>
- $\sigma_x =$  contrainte normal longitudunale au centre de gravité  $\sigma_x = P/B_n$
- $\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$

Tableau IV.47 : résultat des contrainte tangentielle et l'angle de bille

$V_{ELU}$ (MPa)	$V_{red}$ (MPa)	$S_n$ (m <sup>2</sup> )	$I_n$ (m <sup>2</sup> )	$b_n$ (m)	$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\beta_u$ (°)
1.69	1.13	0.61	0.8	0.56	1.593	6.01	1.53	13.47

**Calcul :**

D'après le calcule précèdent =  $\sum P \sin \alpha = 0.56$  (Mpa) ,  $S_n = 0.61$  (m3),  $I_n = 0.8$  (m4),

$b_n = 0.56$  (m) ,  $B_n = 1.593$  (m2),  $\sigma_x = 6.02$  (Mpa) ;

$V_{ELU} : 1.69$  (Mpa) ,

$V_{red} : V_{elu} - \sum P \sin \alpha = 1.69 - 0.56 = 1.13$  (Mpa)

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} = \frac{1.13 \times 0.61}{0.8 \times 0.56} = 1.53 \text{ (Mpa)}$$

$$\beta_u = \left( \tan^{-1} \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \right) / 2 = \left( \tan^{-1} \frac{2 \times 1.53}{6.02} \right) / 2 = 13.47^\circ$$

$\beta < 30^\circ$  on a pas besoin d'armature transversal

=> on suppose  $\beta = 30^\circ$  et on calcule.

**IV.6.6.4.1. Armatures transversales de peau**

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm<sup>2</sup> d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

**IV.6.6.4.2. Minimum d'armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \cdot \tan(\beta_u)$$

- $A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversal,
- $S_t$  espacement de deux cours de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre
- $f_e$  : limite élastique de l'acier

-  $b_n$  : largeur nette de section d'appuis

**Calcul:**

$$(A_t \times 500)/(0.56 \times S_t \times 1.15) \geq [1.53 - 3/3] \times \tan 30$$

$$A_t/S_t \times 776.4 \geq 0.53 \times 0.577$$

$$A_t/S_t \geq 0.000394$$

$$\text{En cm}^2 \quad A_t/S_t \geq 0.039$$

**Zone d'About :**

$$s_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 HA10} = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA10} = 1.58 \text{ cm}^2$$

**Zone Courante :**

$$2 \text{ HA10} = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ avec } s_t = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_t/S_t \geq 0.6 (b_n \times \gamma)/f_e$$

$$1.58/20 \geq 0.6 (0.56 \times 1.15)/500$$

$$0.076 \geq 0.0007 \quad \text{vérifie}$$

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression exercée sur les bielles de béton reste en deçà de la contrainte ultime du matériau. Cette évaluation se concrétise par la comparaison des contraintes de cisaillement :

**IV.6.6.5. Etude la zone d'about :**

L'effort d'ancrage appliqué sur la poutre génère une contrainte de compression importante sur une petite surface de béton. Cette contrainte se propage ensuite sur une surface plus étendue à l'intérieur de la poutre. Sur une distance d'environ une centaine de fois, appelée longueur de zone de régularisation  $L_t$  :  **$L_t = h = 2m$**

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

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

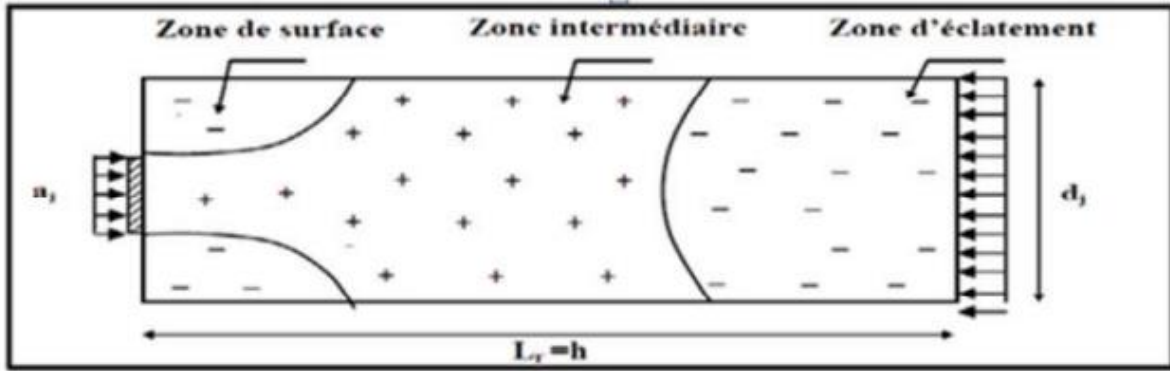


Figure IV.23 : Zone de concentration des contraintes

**IV.6.6.5.1. Zone de surface**

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P_0}{\sigma_s} = 0.04 \frac{2.401}{434.78} = 2.2 \text{ cm}^2$$

*Plan vertical : soit 10T16*

*Plan horizontal : soit 20T16*

**Contrainte de traction :**

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique  $d_j$ .

$$D_5 = 32.5 \text{ cm} ; D_4 = 35 \text{ cm} ; D_3 = 35 \text{ cm}, D_2 = 35 \text{ cm} ; D_1 = 62.5 \text{ cm}$$

$$D_j = 0.35 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ (m)}$$

**Contrainte de compression :**

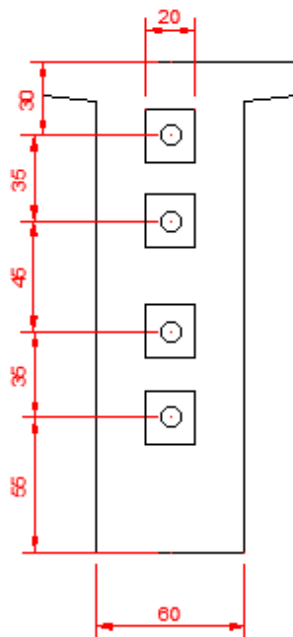


Figure IV.24 : Disposition des câbles sur la poutre

**Détermination des dimensions du prisme :**

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique  $d_j$ .

$$D5 = 30 \text{ cm} ; D4 = 35 \text{ cm} ; D3 = 45 \text{ cm}, D2 = 35 \text{ cm} ; D1 = 55 \text{ cm}$$

$$D_j = 0.22 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ (m)}$$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a}{d_j}\right) \times \frac{p_j}{b \cdot d_j} < 1.25 f_{tj}$$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.2}{0.22}\right) \times \frac{2.401}{0.6 \times 0.22} < 1.25(3) \quad 0.83 < 3.75 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{mj} = \frac{P_0}{b_0 \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\frac{2.401}{0.6 \times 0.22} \leq \frac{2}{3} 40$$

$$18.19 \leq 26.67 \text{ vérifié}$$

**Ferraillage complémentaires**

$$A_e = \max \left\{ 0.25 \left(1 - \frac{a}{d_j}\right) \frac{p_j}{\sigma_s} ; 0.15 \frac{p_0}{\sigma_s} \right\}$$

$$= \max \left\{ 0.25 \left(1 - \frac{0.2}{0.22}\right) \times \frac{2.401}{0.6 \times 0.22} / 0.15 \frac{2.401}{0.6 \times 0.22} \right\}$$

$$= \max \{ 5.39 \text{ cm}^2 / 7.55 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_e = 7.55 \text{ cm}^2$$

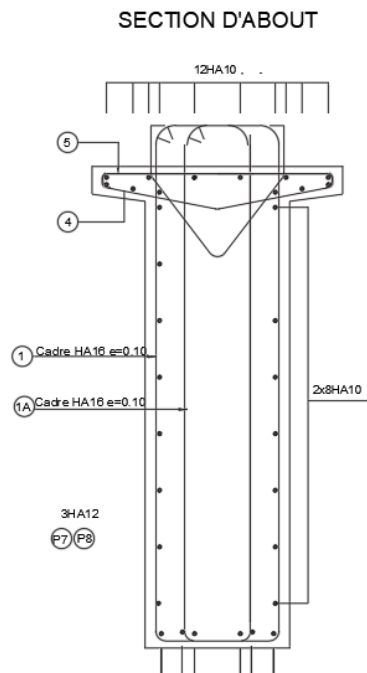


Figure IV.25 : Croquis de ferraillage section d'about

**V. CHAPITRES V : ETUDE DE L'HOURLDIS ET CALCUL  
DES DEFORMATIONS**

## V.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va traiter le ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif.

## V.2. Etude de l'hourdis

### V.2.1. Géométrie de l'hourdis

Les dimensions de la dalle sont les suivantes :

- L'épaisseur : 20cm
- Largeur : 12.2m
- Longueur : le long de l'ouvrage 40m.

### V.2.2. Modélisation numérique

#### V.2.2.1. Méthodes de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2021.

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ». La longueur de l'hourdis est fixée à 1 mètre, tandis que ses autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises selon leurs mesures réelles.



Figure V.26 : Modèle poutre ROBOT

#### V.2.2.2. Cas de charges

##### V.2.2.2.1. Charges permanentes

$$\text{Poids propre } P = \rho \cdot e = 12.25 \times 0.2 \times 1 \times 25 = 61.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Revêtement } P = \rho \cdot e = 24 \times 0.07 \times 1 = 1.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Garde}_{corps} P = 0.66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Glissière de sécurité } P = 0.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Corniche } P = S \cdot \rho = 0.1 \times 25 \times 1 = 2.5 \text{ KN}$$

$$\text{Trottoirs } P = \rho \cdot e = 25 \times 0.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/m}$$

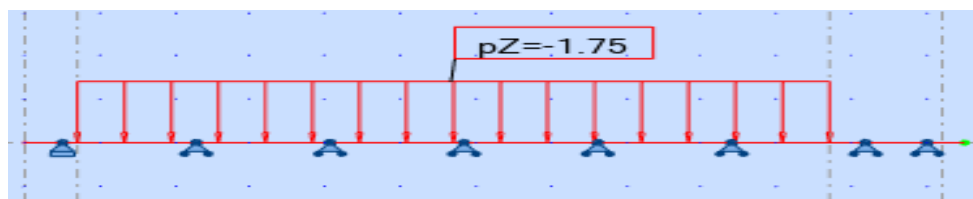


Figure V.27 : Charges permanentes

### V.2.2.2.2. Charges d'exploitation

- Al(1)
- Al(2)
- Surcharge st
- D240

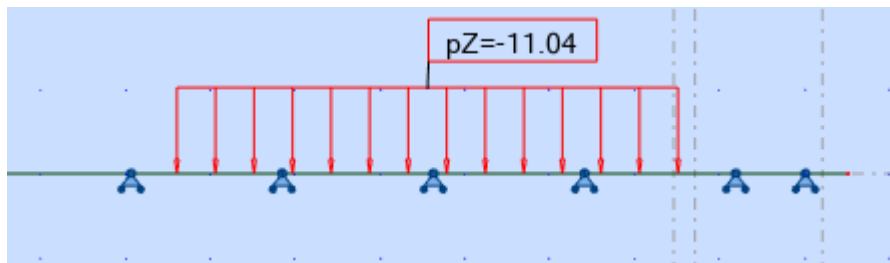


Figure V.28 : Cas de charge Al(2)

### V.2.2.2.3. Charges roulante

- Bc 1ml
- Bt 1ml
- Mc120 1ml

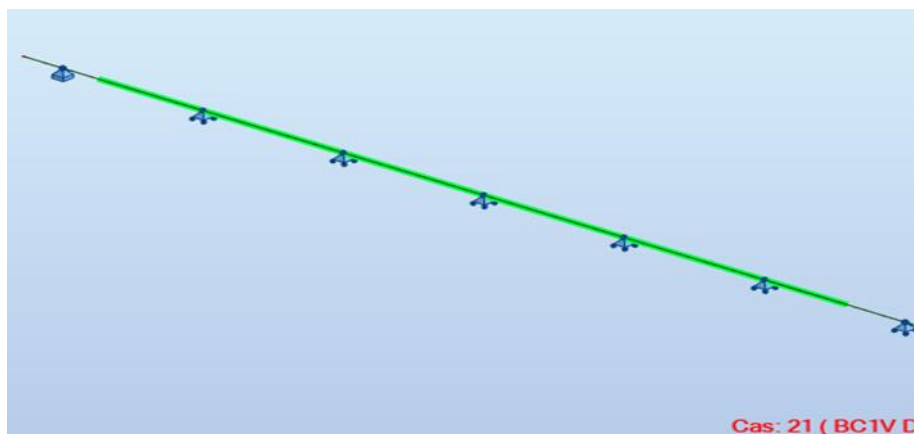


Figure V.29 : Cas de charge Bc

### V.2.3. Résultat :

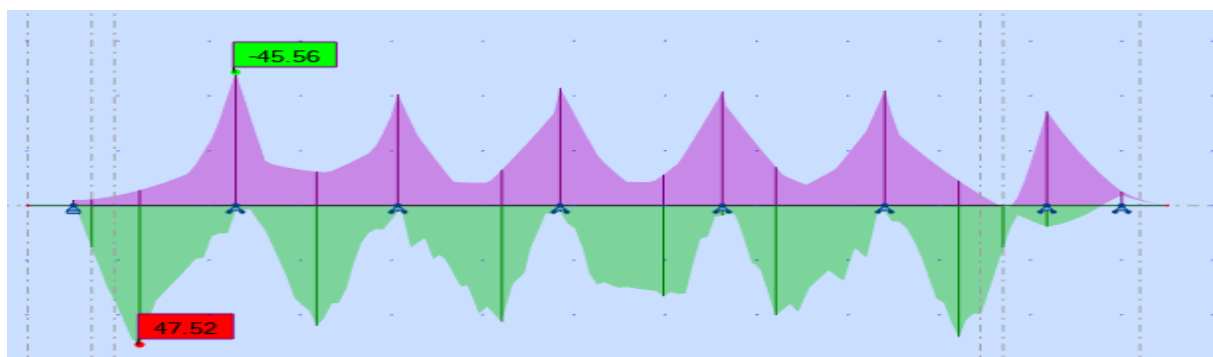


Figure V.30 : Diagramme M\_ELU

**Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 45.56 \text{ KN.m}$**

**Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 47.52 \text{ KN.m}$**

**V.3. Ferrailages :**

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage  $c = 5cm$
- La hauteur utile  $d = 0.9h = 18cm$
- Largeur  $b = 100cm$
- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 24 MPa$  (chapitre matériaux)
- $F_e = 500 MPa$
- $\sigma_{st} = \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{n}ftj) = 250 Mpa$

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'état limite ultime à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque, pour faire le ferrailage de l'hourdis.

Selon BAEL on a : 
$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

tel que  $\gamma_b$  est égale à 1.5 pour la situation durable.

$\sigma_b = 19.83 MPa$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  : tel que  $\gamma_s$  est égale à 1.15 pour la durabilité.

$\sigma_s = 434.7826 MPa$

Le tableau ci-dessous représente les paramètres calculés pour déterminer la section de ferrailage  $A_s$ .

**Tableau V.48 : Tableau de dimensionnement ferrailage de la dalle**

Les paramètres	Loi de calcul	Zone d'appui	
		Armatures inférieures	Armatures supérieures
$M_{maxu}$		47.52 kN.ml	45.56 kN.ml
Epaisseur de la dalle $e_d$		20cm	
Enrobage $c$		5cm	5cm
Longueur utile $d$	$e_d - c$	15cm	15cm
Moment réduit $\mu$	$\frac{M_{maxu}}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.110	0.102
$\alpha$	$\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$	0.013	0.002
$Z$	$d(1 - 0.4 \alpha)$	0.1492	0.1498
$A_s$ calculée	$\frac{M_{maxu}}{\sigma_s \times Z}$	7.60cm <sup>2</sup>	6.99cm <sup>2</sup>
Ferrailage		5HA14	5HA14
$A_s$ retenue		7.70cm <sup>2</sup>	7.70cm <sup>2</sup>
Condition de non-fragilité	$A_s \geq 0.23bd \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée
Espacement $S_t$	$\frac{b}{\text{nombre de barres}}$	25cm	25cm

**V.4. Flèches et contre flèches**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

**V.4.1. Modélisation**

Le calcul des flèches se fait à l'aide du robot

**V.4.1.1. Chargement :**

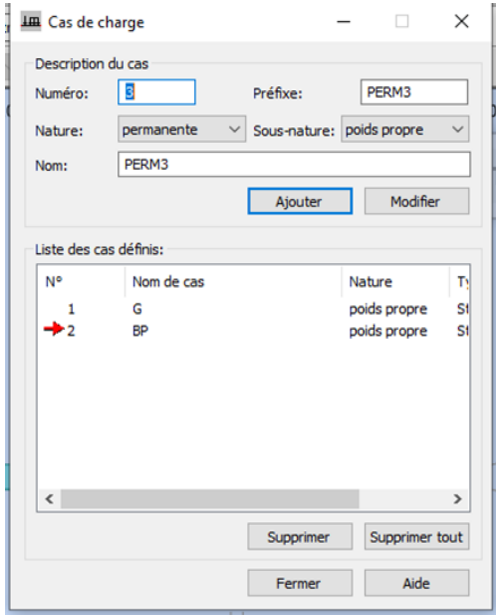


Figure V.32 : Cas de charges

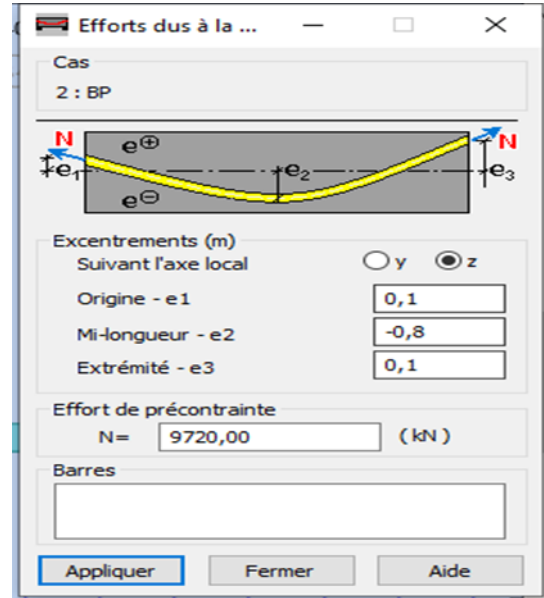


Figure V.31 : Effort due à la précontrainte

**V.4.1.2. La flèche due au poids propre**



Figure V.33 : Flèche due au poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale a 3.5.cm

$$f_G = 3.5 \text{ cm}$$

### V.4.1.3. La contre flèche due à la précontrainte

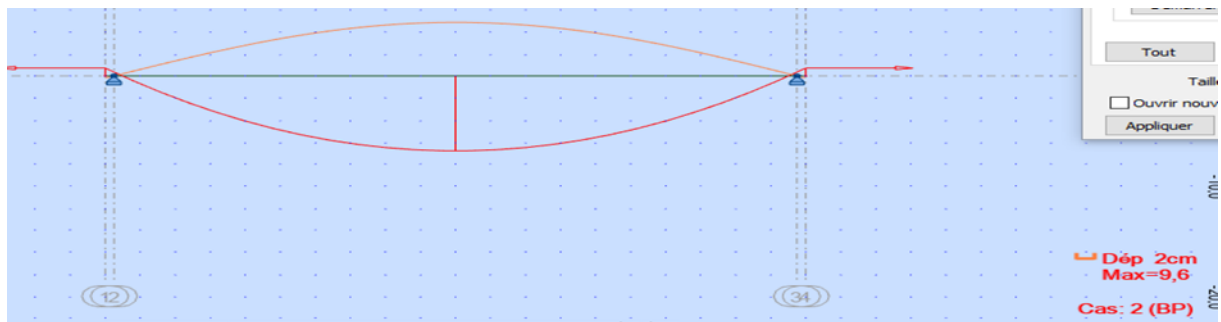


Figure 34 : La contre-flèche due à la précontrainte

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due a la précontrainte est égale a 9.6 .cm

## **VI. CHAPITRES VI : ETUDE SISMIQUE**

## VI.1. Introduction

Les tremblements de terre peuvent provoquer des oscillations dans les ponts, lesquelles peuvent se manifester soit verticalement soit horizontalement, selon la direction de la force exercée.

Dans des zones présentant une sismicité faible à modérée (comme dans notre cas), les tremblements de terre avec une force verticale ne causent généralement aucun dommage significatif. Cela s'explique par le fait que les structures sont initialement conçues pour supporter des charges verticales telles que leur propre poids et les charges d'exploitation. En revanche, la composante horizontale du séisme peut induire des contraintes bien plus importantes que d'autres types de charges. Cette force est particulièrement critique dans les ponts à poutres, surtout dans le sens longitudinal plutôt que transversal.

## VI.2. Classification et données du RPOA :

Pour évaluer le risque sismique, les ponts sont classés selon le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA), en fonction de divers critères. Dans notre situation, nous considérerons les caractéristiques suivantes :

- On constate que l'emplacement du projet se trouve dans la ZONE IIA (Wilaya de Mila) ce qui correspond à une zone présentant un risque sismique moyen .
- Ce projet est classé comme un ouvrage majeur (Groupe 2), ce qui signifie que le coefficient d'accélération au site à prendre en compte pour les calculs est de 0,25g,
- Classification du site === > catégorie S3 (site meuble)

Dépôt épais sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raides avec  $v_s \geq 200$  m/s à partir de 20 m de profondeur.

## VI.3. Calcule sismique selon (RPOA) :

Le choix du câblage et les suppositions sur les pertes sont validés pour toutes les contraintes normales et tangentes tout au long des phases de construction et d'utilisation.

### VI.3.1. Modélisation :

Pour étudier comment l'ouvrage se comporte dynamiquement, il est nécessaire de déterminer sa masse, sa rigidité, éventuellement la rigidité du système de fondation (ou les conditions d'ancrage de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant des propriétés viscoélastiques des matériaux constituant la structure.

Pour simplifier, on peut envisager que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, tandis que la rigidité est attribuée au système de supports (fondations et appareils d'appui).

La modélisation de la structure dépend beaucoup de la direction du séisme.

### VI.3.2. Détermination de la masse du système :

La masse du système est égale  $M_{sys} = G + \alpha.Q$

Avec :

Q : charge d'exploitation

G : poids propre

$\alpha = 20\%$  des charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains.

30% des charges d'exploitation pour les ponts ferroviaires.

0% pour les autres cas .

Notre pont est un pont routiers urbains donc  $\alpha = 20\%$ .

### **VI.3.3. Raideur des éléments :**

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrage suivantes :

- Fondation et sol
- Appuis
- Appareils d'appuis

### **VI.3.4. Amortissement :**

L'introduction conventionnelle de l'amortissement dans un matériau se fait par le biais d'un modèle visqueux. La valeur du coefficient d'amortissement critique, exprimé en pourcentage, est déterminée pour les différents matériaux.

- Acier soude 2
- Béton précontrainte 2
- Béton non armé 3
- Béton arme 5
- Elastomère frette 7

Le matériau considéré est celui des appuis et nom du tablier.

### **VI.3.5. Modélisation du sol :**

En général, on considérera la fondation comme rigide lors de la justification du tablier et des appuis, sans tenir compte de sa souplesse.

Les supports peuvent être traités comme étant ancrés au sol, mais il est conseillé de tenir compte de l'interaction sol-structure lorsque le déplacement du sol dépasse 30 % du déplacement total du centre de masse du tablier.

### **VI.3.6. Combinaison de résistance :**

Les combinaisons et les coefficients de sécurité utilisés sont spécifiques aux calculs sismiques.

Vérification de structure :  $G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$

Vérification de sécurité aux déplacements :  $G + P + E + 0.4\Delta T + D$

Combinaison ELS :  $G + P + 0.3 E + 0.3 Q$

Avec :

G : valeur nominale des charges permanentes

P : force de précontrainte

E : action sismique

Q : action variable des charges d'exploitation

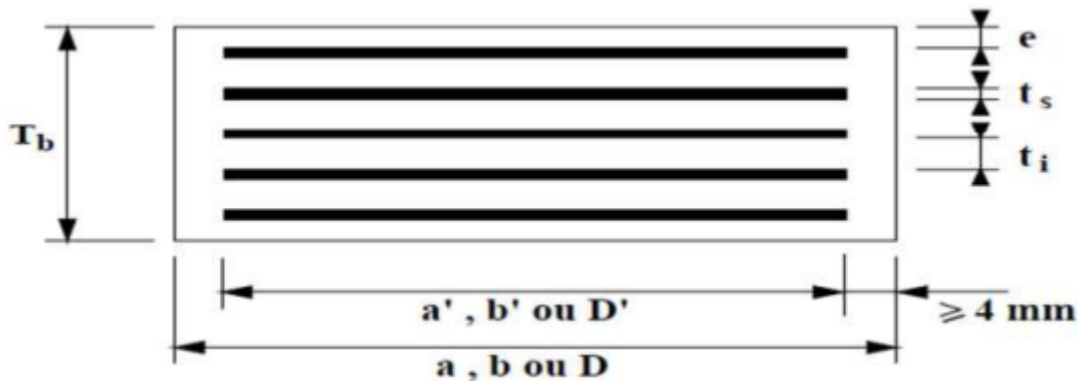
$\Delta T$  : variation de température

D : déformation de (retrait + fluage)

$\psi$  : Coefficient de combinaison dans notre cas  $\psi=0.2$

#### VI.4. Pré-dimensionnement :

La géométrie de l'appareil d'appui de type B, selon la norme NF EN 1337-3, est définie dans la figure où a, b, a', b' représentent les dimensions des appareils rectangulaires, tandis que D et D' désignent les diamètres des appareils circulaires. Les dimensions a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire:



Figures VI.35 : Constitution type d'appareil type b selon la norme SETRA

##### VI.4.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

$$\sigma_{max} = R_{max} / a \times b$$

$\sigma_{max} = [20 \text{ a } 25 \text{ MPa}]$  selon recommandation SETRA ; prenons  $\sigma_{max} = 20 \text{ MPa}$

$$R_{MAX} = 1.69 \text{ MN (reaction ELU)}$$

$$a \times b \geq 845 \text{ cm} \times \text{cm}$$

On prendra :

$$a \times b = 400 \times 350 \text{ mm}^2$$

et épaisseur de frette d'élastomère  $t_i = 12 \text{ mm}$

##### VI.4.2. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes doit respecté les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{ou } \sigma_e = 235 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

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

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 12.07 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 10.3$$

$$G = \text{module d'élasticité statique} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$T_s > 1.75 \text{ mm}$$

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

$$T = \text{Feuillets d'élastomère} \times 6 + 5 = 65 \text{ mm}$$

$$T_d = T + 3 \times 7 = 86 \text{ mm}$$

**Tableau VI.49 : Dimensionnement des frettes**

Feuillets d'élastomère	Ti = 10 mm
Frette métallique	Ts = 3 mm
Enrobage des chants	4 mm
Enrobage extérieure	2.5 mm
T	65 mm
Td	86mm

#### **VI.4.3. Vérification de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

Condition de non-flambement ( $a/10 \leq T \leq a/5$ ) avec a est le plus grand côté.

$$a = 350 \text{ mm}$$

$$35 < T \text{ (épaisseur de caoutchouc)} < 70$$

On a T = 65 mm du coup  $35 \text{ mm} < T = 65 \text{ mm} < 70 \text{ mm}$       **VERIFIE**

#### **VI.5. Analyse monomodale spectrale :**

##### **VI.5.1. Principe et critère d'utilisation :**

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement global sont évalués à l'aide d'un calcul spectral monomodal. Les variations de déplacement sont considérées statiquement.

Les propriétés du mode fondamental dans chaque direction sont établies en utilisant une analyse modale dans la direction spécifiée, tout en remplaçant, pour le calcul des charges, la masse du mode fondamental par la masse totale.

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

##### **VI.5.1.1. CRITERE N°1 : MASSES MODALES**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieur à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

M modale > 70 % M totale cette condition est vérifiée si M pile < 0,43 M totale

**MASSE TOTALE MISE EN MOUVEMENT :**

$L=40m ; M=962.70t$

**STRUCTURE : MASSE TOTALE DE LA**

$MT=M_{tabier}+M_{piles}=962.7+0=962.70t$

$962.7/962.7=1=100\% > 70\%$  (condition vérifiée)

**VI.5.1.2. CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS**

L'angle entre l'axe du tablier et l'axe de ses appuis est de 100 degrés, ce qui dépasse les 70 degrés recommandés. Étant donné que l'ouvrage étudié présente un faible angle de biais, aucune vérification concernant cette condition n'est nécessaire.

**VI.5.1.3. CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE**

L'angle traversé en plan par la tangente à l'axe doit rester sous les 30 degrés, tandis que les rigidités longitudinales et transversales globales des appuis ne doivent pas dévier de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans prise en compte de la courbure.

Étant donné l'absence de courbure dans l'ouvrage étudié, aucune vérification n'est nécessaire concernant cette condition.

**VI.5.1.4. CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis reste en dessous de 5 % de la distance entre les appuis extrêmes pour l'analyse du séisme transversal.

L'excentricité est confirmée car la structure est symétrique tant du point de vue géométrique que mécanique

**VI.5.2. SEISME LONGITUDINAL :**

Dans la direction longitudinale des ponts presque rectilignes avec un tablier continu, il se produit une déformation horizontale du tablier par rapport au déplacement de la tête des piles lorsqu'ils sont soumis à l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle de tablier rigide.

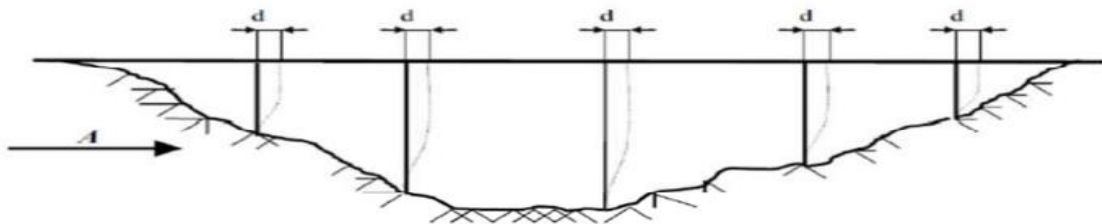


Figure 36 : Direction du séisme longitudinale

**VI.5.2.1. DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :**

La masse totale du système correspond à celle du tablier uniquement, puisqu'il repose sur des appareils d'appui équipés d'élastomères frettés.

**Pour  $L=40m$  :**

$$M = M_{tab} + 20\% A(l) ; A(l) = ( Q(A_l) \times 40 \times 10) = 441.6t$$

$$Avec = Q(A_l) = 1.104 t$$

$$M = 1051.02t$$

**VI.5.2.2. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :**

Raideur de la culée (K culée)

Étant donné que la culée est considérée comme étant infiniment rigide, la rigidité à prendre en considération pour la culée est celle des appareils d'appui, calculée de la manière suivante :

$$Kc = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appui}}}$$

$$k_{culée} = \infty \implies kc = k_{\text{appareil d'appuis}}$$

$$K_{\text{appuis}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

*n* : nombre des appareils d'appuis élément porteur (7 sur culée).

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

*a, b* : les dimensions en plan de l'appareil 0,35x0,40.

*e* : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil *e* = 0.065 m .

**Tableau VI.50 : Calcul de raideur des culées**

Culées	k Ap-d'appui	nA-Apps	Kc
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2.58	7	18.06
C2	2.58	7	18.06

**Application numérique :**

$$K_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 7 \frac{1.2 \times 3.5 \times 4}{0.065} = 7 \times 2.58 = 18.06 \text{ MN/m}$$

$$kc = 36.12 \text{ MN/m}$$

Rigidite du système

$$K_{\text{sys long}} = \sum kp + k$$

$$= 0 + 36.12 \text{ MN/m}$$

**VI.5.2.3. Détermination de la période fondamentale :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\text{sys}}}{K_{\text{sys}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1051020}{36.12 \times 1000000}} = 1.1 \text{ s}$$

**VI.5.2.4. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE**

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est déterminé en fonction de la période élastique (T) et du coefficient d'amortissement ( $\xi$ ) de la structure.

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS [1 + \frac{T}{T1} (2.5 \eta - 1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5 \eta AgS & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5 \eta AgS \frac{T2}{T} & T2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \eta AgS \frac{3T2}{T^2} & T > 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s<sup>2</sup>).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1=0,15s ;T2=0,40s).

S : Coefficient de site (S=1,1).

( $\varepsilon$ ):Taux d'amortissement  $\varepsilon=5\%$  ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction

$\eta$  facteur de correction de l'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \Rightarrow (\eta=1)$ .

Tableau VI.51 : Valeur de T1 et T2 pour la valeur horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

On a  $T = 1.1 s \Rightarrow 0.4 \leq T \leq 3 s \Rightarrow T2 \leq T \leq 3 s$

$$Sae = 2.5 \eta AgS \frac{T2}{T}$$

$$Sae = 2.5 \eta AgS \frac{T2}{T} = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \times \frac{0.4}{1.1} \quad Sae = 1.96m/s^2$$

Appui	C1	C2
	104.99	104.99

$$d \text{ tablier long} = \frac{T \times T}{4 \times \pi \times \pi} \times Sae$$

$$d \text{ tablier long} = \frac{1.025 \times 1.025}{4 \times \pi \times \pi} \times 2.11$$

$$d \text{ tablier long} = 0.056 m$$

**VI.5.3. Séisme transversal :**

Le tablier peut être supposé comme étant rigide car  $L/B < 5$  donc Nous suivons la même démarche que séisme longitudinal  **$F_T = F_V = 104.99t$**

**VI.5.4. Séisme verticale :**

$$F_{vertical} = M.Sae = 962.70 \times 0.19 = 182.9 t$$

**Effort vertical sur culée :**

$$F_{vertical} = \frac{K_i}{K} \times F_{vertical} = \frac{18.06}{36.12} \times 182.9 = 91.45 t$$

**VI.6. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :**

La combinaison des forces sismiques est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'application simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y ainsi que de l'axe vertical Z, peut être estimé à partir des effets d'actions maximales ,  $E_y$  et  $E_z$  causés par l'action sismique le long de chaque axe, comme suit :

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

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

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

**Tableau VI.52 : L'effort sismique dans chaque direction**

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
Horizontaux longitudinaux VL	104.99	/	/	104.99	31.49	31.49
Efforts horizontaux transversaux VT	/	104.99	/	31.49	104.99	31.49
Effort normal N	/	/	91.45	27.44	27.44	91.45

**VI.7. CONCLUSION :**

Cette étude sismique a permis d'estimer les efforts agissant sur les culées lors d'un séisme. Ces efforts seront utilisés pour dimensionner le ferrailage des appuis ainsi que les équipements (joints de chaussée et appareils d'appui) afin de mieux résister aux actions sismiques.

## **VII. CHAPITRES VII : EQUIPEMENTS**

### VII.1. Introduction

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

### VII.2. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux :

$$F_t = \frac{\eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta L T}{T}$$

Avec :

$\eta$ : 7 appuis

$G$  : module élastique statique = 0.9 MPa

$A, b$  dimension de l'appareille d'appuis

$T$  épaisseur élastomères

#### VII.2.1. Température :

$$\Delta L T = \alpha \cdot l_o \cdot \Delta t$$

Avec :

$\Delta t$  variation de température = 25°

$l_o$  : demi travée = 19.5 m

$\alpha$  : Coefficient de dilatation =  $9.9 \times 10^{-6}$

$$\Delta L T = 9.9 \times 10^{-6} \times 19.5 \times 25 = 0.0048 \text{ m}$$

$$F_t \Delta t = \frac{\eta \cdot a \cdot b \cdot \Delta L t}{T} = \frac{7 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.4 \times 0.0048}{0.065} \times 1000 = 65.13 \text{ KN}$$

#### VII.2.2. Fluage :

On admet que 40% du fluage total s'est effectué avant la pose des poutres

$$\Delta l f = - \frac{(100 - 40)}{100} \cdot 2,5 \frac{\sigma n}{E} \cdot L \quad \text{Avec : } \sigma n = 650 \text{ t/m}^2, E$$

$$= 3.45 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$L = 40 \text{ m et } \Delta l f = -11.30 \text{ mm}$$

#### VII.2.3. Retrait :

On suppose que 60% du retrait total se sont effectuées avant la pose des poutres

$$\Delta l r = - \frac{(100 - 60)}{100} \cdot 25 \cdot 10^{-5} \cdot L$$

$$\text{Avec : } L = 40 \text{ m } \Delta l r = -4 \text{ mm} \quad \text{retrait} + \text{fluage} = -4 + -11.30$$

$$= 15.3 \text{ mm}$$

$$Ft(f + r) = \frac{\eta \cdot a \cdot b \cdot \Delta l}{T} = \frac{7 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.45 \times 0.0153}{0.065} \times 1000 = 233.56 \text{ KN}$$

**VII.2.4. Freinage Bc :**

$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$  (chapitre descente de charge)

$$Ft = \frac{2 \cdot \eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta l}{T} \implies \Delta l = \frac{Ft \times T}{2 \cdot \eta \cdot G \cdot a \cdot b} = \frac{300 \times 0.065}{2 \times 7 \times 0.9 \times 1000 \times 0.4 \times 0.35} = 0.011 \text{ m}$$

**VII.2.5. Freinage A(l) :**

$Fr_{A(l)} = 184 \text{ KN}$  (chapitre descente de charge)

$$Ft = \frac{2 \times \eta \times G \times a \times b \times \Delta l}{T} \implies \Delta l = \frac{Ft \times T}{2 \cdot \eta \cdot G \cdot a \cdot b}$$

$$\Delta l = \frac{184 \times 0.065}{2 \times 7 \times 0.9 \times 1000 \times 0.35 \times 0.4} = 0.006 \text{ m}$$

**VII.3. Vérification de l'appareil d'appuis :**

**VII.3.1. Dimension d'appareil d'appuis :**

Tableau VII.53 : Dimension des frètes

<b>Feuillets d'élastomère</b>	<b>Ti = 10 mm</b>
<b>Frette métallique</b>	<b>Ts = 3 mm</b>
<b>Enrobage des chants</b>	<b>4 mm</b>
<b>Enrobage extérieure</b>	<b>2.5 mm</b>
<b>T</b>	<b>65 mm</b>
<b>Td</b>	<b>86 mm</b>

**VII.3.2. Résistance à la compression :**

$$\sigma_{ap} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{1.69}{0.35 \times 0.4} = 12.07 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \implies \text{Vérifié}$$

**VII.3.3. Sécurité au flambement :**

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec

$\gamma_s = 3$  : le coefficient de sécurité ;

**Pu** : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

**Pc** =  $4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$  : la charge critique de flambement ;

**B** : l'aire nominale de l'appui ;

**d** : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

**h** : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} : \text{le facteur de forme}$$

S	d(m)	h(m)	B (m <sup>2</sup> )	Pc (MN)	Pu (MN)
9.84	0.013	0.086	0.16	10.21	1.69

### VII.3.3.1.1. Verification au flambement

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$3 \times 1.69 \leq 10.21$$

$$5.07 \leq 10.21 \quad \text{vérifié}$$

### VII.3.4. Limitation de la distorsion :

$$\delta = V_x / T < \delta_c$$

$v_x$  = Vérification de sécurité aux déplacements : **G+P+E+0.4ΔT+D+ψQ**

G= 0.056 m (déplacement du tabler par rapport au sol)

0.4 ΔT = 0.4 x 0.0048 = 0.00192 m (déplacement due à la température)

D = 0.0153 m (déformations de (retrait + fluage))

0.2 Q = 0.2 Δl (Bc) = 0.2 x 0.011 = 0.0022 m (déplacement due à l'exploitation)

$V_x = 0.1$  m

T = 0.086 m

$V_x / T = 1.163$

Pour  $p = P_u / P_c = 0.165$  MN ; on trouve :  $\delta_c \leq 1.4 (1 - 2p) = 0.938$

$$1.163 \leq 0.938 \quad \text{non vérifié}$$

**Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.**

**VII.3.5. Condition de non-glissement :**

$$H < f \times N_{max} \text{ et } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

**VII.3.5.1. Sur culé :**

$$H = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$$

E : max de l'action sismique sur culé / n (appuis) = 1049.9 / 7 = 149.99 KN

0.4 ΔT : force de température / n (appuis) = 0.4 x 65.13 / 7 = 3.72 KN

D : force de (retrait + fluage) / n (appuis) = 33.36 KN

0.2 Q : action variable des charges d'exploitation/ n (appuis) = 0.2x300 / 7 = 8.5 KN

$$H = 195.57 \text{ KN} = 0.195 \text{ MN}$$

$$N = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi q$$

G : réaction des charges permanentes sur culé / n (appuis) = 5386.2 / 7 = 769.46 KN

0.2 Q : réaction des charges d'exploitation sur culé / n (appuis) = 0.2x 1827.69 / 7 = 52.2 KN

E : réaction max de l'action sismique sur culé / n (appuis) = 314.9 / 7 = 44.98 KN

$$N = 866.64 \text{ KN} = 0.87 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = N / (a \cdot b)$$

$$\sigma_m = 6 \text{ MPa}$$

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$$

$$f = 0.2$$

$$H < f \times N_{max}$$

$$0.32 < 0.2 \times 0.87 = 0.174 \text{ non vérifiée}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la culée.

**VII.4. Etudes des appuis :**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

**VII.4.1. Les dimensions des dés d'appuis :**

$$A = b + 200 \implies A = 400 + 200 \implies A = 600 \text{ mm};$$

$$B = a + 200 \implies B = 350 + 200 \implies B = 550 \text{ mm};$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \implies h \geq 0.275 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

$$B_0 = A \times B = 0.33 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2.3 \text{ m.}$$

**VII.4.2. Ferrailage du dé d'appui :**

Le dé d'appui permet de répartir les charges localisées provenant directement du tablier, qui pourraient provoquer des fissures. Pour prévenir cela, des armatures de chaînage et d'éclatement seront disposées. Les différentes sections d'armatures sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73)

**VII.4.2.1. Armatures de chaînage :**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée en utilisant des règles similaires à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.69}{434.78} = 9.2 \text{ cm}^2$$

====> **Soit 6 HA 14 (9.24 cm<sup>2</sup>)**

**VII.4.2.2. Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage devra supporter un effort équivalent à 12,5% de la même charge descendante.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = 4.59 \text{ cm}^2 \text{ ====> } \text{Soit 3HA 14 (4.62 cm}^2 \text{)}$$

**VII.4.2.3. Frette supérieure :**

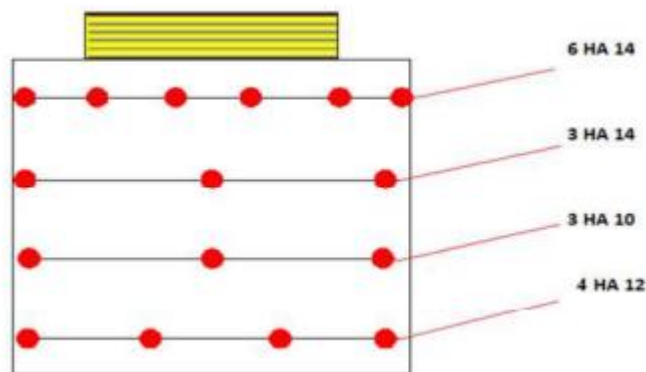
Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.69}{434.78} = 1.55 \text{ ====> } \text{Soit 3 HA 10 (2.36 cm}^2 \text{)}$$

**VII.4.2.4. Frette inférieure :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = 3.88 \text{ cm}^2 \text{ ====> } \text{Soit 4 HA 12 (4.52 cm}^2 \text{)}$$



Figures VII.37 : Croquis de ferrailage du des d'appuis

### VII.5. Plot parasismique :

Les plots parasismiques, en béton armé, sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils empêchent le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme. Ils présentent les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : 60 cm
- Section : 60×60 cm
- Espacement : 1,5 cm par rapport à la poutre.

### VII.6. Joins de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales en raison des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il est donc nécessaire de permettre au tablier de se dilater librement, en aménageant un espace de jeu à l'une ou à ses deux extrémités.

### VII.7. L'assainissement d'un pont :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. La collecte des eaux est assurée par les pentes transversales et longitudinales, puis elles sont évacuées par des gargouilles de 30 cm de diamètre implantées au niveau des appuis.

### VII.8. La couche d'étanchéité :

Le béton, même bien compacté, n'est jamais parfaitement étanche en raison de petites ségrégations locales inévitables. Un système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure en béton contre diverses agressions causées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs comme les sels de déverglaçage) circulant sur l'ouvrage, ainsi que contre les cycles éventuels de gel-dégel. Ce système permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier, garantissant ainsi la durabilité de l'ouvrage. Il est installé sur l'ensemble de la surface horizontale du tablier.

### VII.9. Les corniches

Les corniches, principalement à vocation esthétique, sont situées dans la partie haute des tabliers. Dans notre projet, nous utilisons des corniches préfabriquées, dont les dimensions sont illustrées dans la figure ci-dessous.

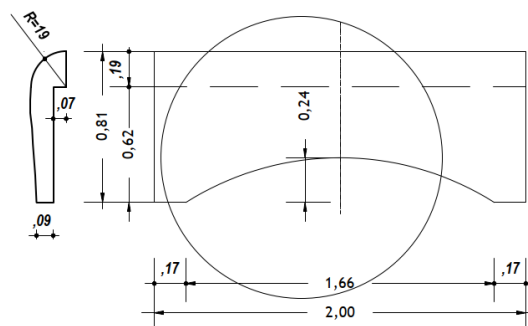


Figure VII.38 : Détails de corniches

**VII.10. LES DISPOSITIONS RETENUES :**

- Les garde-corps : sont retenues pour protéger les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.
- Les glissières de sécurité ont pour rôle de réduire les conséquences des accidents de la route. Elles agissent principalement sur les roues et les véhicules, tout en étant à la fois esthétiques et résistantes.

**VII.11. CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons examiné le rôle de chaque équipement du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, visant à assurer le confort des utilisateurs.

L'aménagement du tablier avec ces équipements constitue l'une des dernières étapes de l'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

## **VIII. CHAPITRES VIII : ETUDE D'INFRASTRUCUTRE**

### VIII.1. Introduction

La culée est un élément fondamental dans la structure d'un pont, servant de support extrême pour le tablier. Son rôle principal est de garantir le raccordement de l'ouvrage au sol et d'assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle combine les fonctions de support du tablier et de mur de soutènement.

#### VIII.1. Type de culée :

La conception des culées suit un schéma bien établi. On retrouve ainsi les piles-culées, partiellement ou totalement encastrées dans le sol, ainsi que les culées à mur de façade visible, également appelées culées remblayées. Ces dernières sont accompagnées de murs de tête, en aile ou en retour, particulièrement significatifs dans le cas des culées remblayées. L'utilisation de murs en retour suspendus offre l'avantage de contrer les pressions exercées par les terres.

##### VIII.1.1. Culées enterrées :

Les culées enterrées, dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, sont les plus répandues. Elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

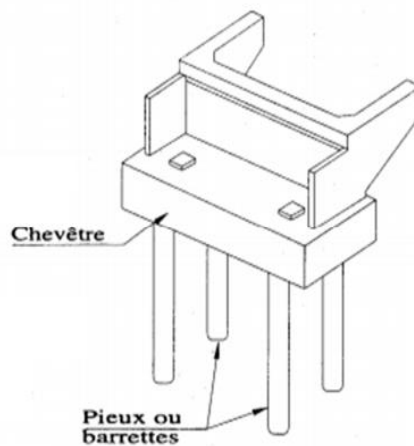


Figure VIII.39 : Modèle culée enterrée

##### VIII.1.2. Culées remblayées :

Les culées remblayées remplissent deux fonctions essentielles : elles servent à la fois de support structurel et de soutien. Le tablier repose sur une assise solide liée à un mur de façade massif qui soutient les terres du remblai.

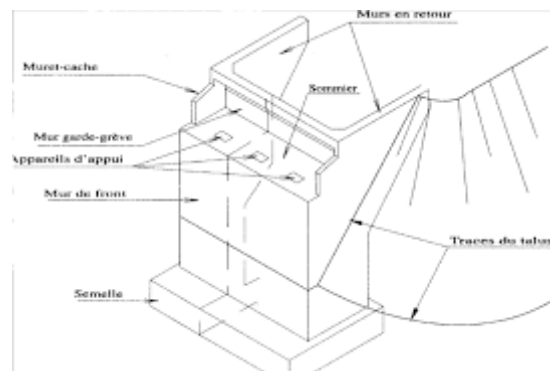


Figure VIII.40 : Modèle culée remblayée

Pour notre cas on opte pour une culée remblayée

### **VIII.2. Prés dimensionnement de la culée :**

La culée prise en compte pour le calcul est celle présentant la hauteur maximale, à savoir la Culée C01 (côté gauche). Selon le profil en long de l'ouvrage, la hauteur moyenne de cette culée est de 12 m.

#### **VIII.2.1. Mur garde grève :**

Un mur de garde-grève est destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et en assurant la fixation du joint de chaussée.

La hauteur :  $H = 2.60$  m

L'épaisseur :  $e \geq \text{Max}(0,3\text{m} ; H/8)$ . Soit  $e = 0,4$  m

#### **VIII.2.2. Mur en retour :**

Deux murs en retour ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais. Leur épaisseur varie entre 30 cm et 80 cm, avec une épaisseur choisie de 80 cm.

#### **VIII.2.3. La dalle de transition :**

La dalle de transition limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple, la route, à un milieu rigide, le pont. Elle est composée d'un mur frontal, de murs en retour, d'un mur de garde-grève et de la dalle de transition elle-même. La longueur : L est définie par  $L = \min [6\text{m}, \text{max}(4\text{m}, 0,6H)]$ .

Avec  $H_{\text{moy}}$  : hauteur de remblai  $H = 12$  m.

On prend :  $L = 6$  m.

Largeur de la dalle de transition : largeur totale des ponts - 2 épaisseur mur en retour - 2(0 05)  
Largeur = 5m

Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de 30 cm.

#### **VIII.2.4. Corbeaux :**

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

Longueur corbeaux = 11.68m.

#### **VIII.2.5. Mur frontal :**

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier. Ses dimensions en largeur et en longueur doivent être suffisantes pour accueillir les appareils d'appui et permettre leur entretien au fil du temps.

La longueur du sommier  $L = 12.48$ m

Largeur  $l = 1,5$  m.

Hauteur  $h_{\text{moy}} = 9.4$ m



**VIII.3. Vérification la stabilité de la culée**

**VIII.3.1. Calcul des charges horizontales sur culée :**

**VIII.3.1.1. Poussée des terres :**

$$Ph = 0.5 \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :  $Ka$  : Coefficient actif de poussée

$$Ka = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Ka = 0,333 \text{ Avec } \phi = 30^\circ$$

$\gamma$  : Poids volumique du remblai =  $2 \text{ t/m}^3$

$h$  : Hauteur totale de la culée  $H = 13.50 \text{ m}$

$L$  : Longueur du remblai  $L = 11.68 \text{ m}$

$$Ph = 0,5 \times 0,333 \times 2 \times 13,50 \times 13,50 \times 11,8 = 716.13 \text{ t}$$

**VIII.3.1.2. Poussée de la surcharge :**

$$Ph = Ka \times q \times h \times L$$

$$Ph = 0.333 \times 1,2 \times 13.50 \times 11,8$$

$$Ph = 63.65 \text{ t}$$

**VIII.3.1.3. La poussée dynamique des terres :**

$$Fad = 1/2 \gamma H^2 [((1 \pm kv) Kad) - Ka]$$

$kh = A = 0.20$  (Coefficient d'accélération de zone groupe 1).

$$kv = 0.3 kh = 0.06$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

MONOBE – OKABE

Avec:

$$Kad = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(19.31)}{\cos^2(10.68) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(19.31)}{\cos(10.68) \cos 0}} \right]^2}$$

$$Kad = 0.463$$

$$\theta = \arctan \left( \frac{kh}{1 \pm kv} \right) = \arctan \left( \frac{0.2}{1 \pm 0.06} \right) = 10.68^\circ$$

$H$  : La hauteur  $H = 13.5 \text{ m}$ .

$\gamma$  : Le poids volumique des terres ( $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ ).

$\phi$  : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ( $\phi = 30^\circ$ ).

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ( $\beta = 0^\circ$ ).

$$F_{ad} = 28.75 \text{ t/ml.}$$

La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = q \times H [(1 \pm kv) K_{ad}]$$

$$F_{ad}(q) = 7.95 \text{ t/ml}$$

### VIII.3.2. Calcul des surcharges verticales sur culée :

- Réaction A(l) = 1302.72KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Bc = 1149.52KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Mc120 = 1074.22 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction D240 = 1827.69 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction st = 45 KN (chapitre descende de charge)

### VIII.3.3. Calcule des surcharges horizontales sur culée :

- Freinage A(l) = 184 KN (chapitre descende de charge)
- Freinage Bc = 150 KN (chapitre descende de charge)

**VIII.4. Vérification de la stabilité :**

**VIII.4.1. Renversement et glissement sous A(l) / A ELU :**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
GARDE GREVE	1.35	43,84	/	4.23	185.44	/
CORBEAU	1.35	5.72	/	3.74	21.38	/
MDF	1.35	593.89	/	3.75	2227.1	/
MER	1.35	130.9	/	6.5	850.82	/
SEMELLE	1.35	545.64	/	4.25	2318.95	/
POIDS DES TERRES-	1.35	52.04	/	6.95	361.7	/
POIDS DES TERRES- ARRIERE	1.35	1513.73	/	6.5	9839.23	/
POIDS DES TERRES- AVANT	1.35	137.86	/	1.5	206.79	/
POUSSEE DES TERRES	1.35	/	956.95	4.5	/	4306,27
SURCHARGE HORIZONTALE	1.5	/	94.51	6.75	/	637,97
SURCHARGE VERTICALE	1.5	84.1	/	6.5	546.62	/
RT	1.35	667.87	/	3.45	2290.78	/
REACTION SURCHARGE	1.6	315.76	/	3.45	1083.06	/
ΔT	0.8	/	5.21	10.9	/	56.789
RET/FL	1.35	/	31.54	10.9	/	343.786
FR-AL	1.6	/	29.4	10.9	/	317.19
<b>TOTAL</b>		4091.33	1117.61		19931.87	5662,005

$\Sigma M/sta (t, m)$	<b>19931.87</b>
$\Sigma M/renv (t. m)$	5662,005
$SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)$	3.52 > 1.5

**Condition de non – renversement :**

Rapport (Ms/Mr) = 3.64 > 1.5 ---> **vérifié**

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>	0.57
	V
	4091,33
	H
	1117.61
<b>SG = tan(phi) V / H</b>	2.60

**Condition de non glissement :**

V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.60 > 1.2 ---> **vérifié**

**VIII.4.2. Renversement et glissement sous A(l)/ A ELA :**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
<b>GARDE GREVE</b>	1	32,47	/	4.23	137,37	/
<b>CORBEAU</b>	1	4,23	/	3.74	15.84	/
<b>MDF</b>	1	439,92	/	3.75	1 649,70	/
<b>MER</b>	1	96,96	/	6.5	630,24	/
<b>SEMELLE</b>	1	404,18	/	4.25	1 717,74	/
<b>POIDS DES TERRES-</b>	1	38,55	/	6.95	267,92	/
<b>POIDS DES TERRES- ARRIERE</b>	1	1 121,28	/	6.5	7 288,32	/
<b>POIDS DES TERRES- AVANT</b>	1	102,12	/	1.5	153,18	/
<b>POUSSEE DES TERRES</b>	1	/	708.85	4.5	/	3 189,83
<b>SURCHARGE HORIZONTALE</b>	1	/	335.8	9	/	3 022,20
<b>SURCHARGE VERTICALE</b>	1	/	63.01	6.75	/	425,31
<b>RT</b>	1	56,06	/	6.5	364,42	/
<b>REACTION SURCHARGE</b>	1	494,72	/	3.43	1 696,87	/
<b>ΔT</b>	0.2	39,47	/	3.43	135,38	/
<b>RET/FL</b>	1	/	104.99	10.9	/	1 144.39
<b>FR-AL</b>	0.3	/	31.49	10.9	/	/
<b>TOTAL</b>	0.3	43,69	/	3.43	149,84	/

<b><math>\Sigma M/sta (t, m)</math></b>	<b>14206.32</b>
<b><math>\Sigma M/renv (t, m)</math></b>	<b>8056.47</b>
<b><math>SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)</math></b>	<b>1.76</b>

**Condition de non – renversement :**

$$Rapport (Ms/Mr) = 1.76 > 1.5 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$$

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>	<b>0.57</b>
	<b>2 873,65</b>
	<b>4091,33</b>
	<b>1269.98</b>
	<b>1117.61</b>
<b><math>SG = \tan(\phi) V / H</math></b>	<b>1.61</b>

**Condition de non glissement :**

$$V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.61 > 1.2 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$$

**VIII.4.3. Renversement et glissement sous B(C) / A ELU :**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
GARDE GREVE	1,35	43,84	/	4.23	185.44	/
CORBEAU	1,35	5,72	/	3.74	21.38	/
MDF	1,35	593,89	/	3.75	2227.1	/
MER	1,35	130,90	/	6.5	850.82	/
SEMELLE	1,35	545,64	/	4.25	2318.95	/
POIDS DES TERRES-	1,35	52,04	/	6.95	361.7	/
POIDS DES TERRES- ARRIERE	1,35	1513,73	/	6.5	9839.23	/
POIDS DES TERRES- AVANT	1,35	137,86	/	1.5	206.79	/
POUSSEE DES TERRES	1,35	/	956,95	4.5	/	4306,27
SURCHARGE HORIZONTALE	1,50	/	94,51	6.75	/	637,97
SURCHARGE VERTICALE	1,50	84,10	/	6.5	546.62	/
RT	1,35	667,87	/	3.43	2290.78	/
REACTION SURCHARGE	1.6	243,48	/	3.43	835.13	/
ΔT	0.8	/	5.22	10.9	/	56.79
RET/FL	1,35	/	31 .54	10.9	/	343.78
FR-AL	1.6	/	24	10.9	/	261,60
<b>TOTAL</b>		4019,05	1103.22		19683,95	5606.41

$\Sigma M/sta (t, m)$	<b>19683, 95</b>
$\Sigma M/renv (t. m)$	5606.41
$SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)$	3.51 > 1.5

**Condition de non – renversement :**

Rapport (Ms/Mr) = 3.51 > 1.5 ---> **vérifié**

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>		<b>0.57</b>
	4019,05	4091,33
	1103.22	1117.61
<b>SG = tan(phi) V / H</b>		2.34

**Condition de non glissement :**

V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.34 > 1.2 ---> **vérifié**

**VIII.4.4. Renversement et glissement sous BC / A ELA**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
<b>GARDE GREVE</b>	1	32,47	/	4.23	137,37	/
<b>CORBEAU</b>	1	4,23	/	3.74	15.84	/
<b>MDF</b>	1	439,92	/	3.75	1 649,70	/
<b>MER</b>	1	96,96	/	6.5	630,24	/
<b>SEMELLE</b>	1	404,18	/	4.25	1 717,74	/
<b>POIDS DES TERRES-</b>	1	38,55	/	6.95	267,92	/
<b>POIDS DES TERRES- ARRIERE</b>	1	1 121,28	/	6.5	7 288,32	/
<b>POIDS DES TERRES- AVANT</b>	1	102,12	/	1.5	153,18	/
<b>POUSSEE DES TERRES</b>	1	/	708.85	4.5	/	3 189,83
<b>SURCHARGE HORIZONTALE</b>	1	/	335.8	9	/	3 022,20
<b>SURCHARGE VERTICALE</b>	1	/	63.01	6.75	/	425,31
<b>RT</b>	1	56,06	/	6.5	364,42	/
<b>REACTION SURCHARGE</b>	1	494,72	/	3.43	1 696,87	/
<b>ΔT</b>	0.2	39,47	/	3.43	135,38	/
<b>RET/FL</b>	1	/	104.99	10.9	/	1 144.39
<b>FR-AL</b>	0.3	/	31.49	10.9	/	/
<b>TOTAL</b>	0.3	43,69	/	3.43	149,84	/

<b><math>\Sigma M/sta (t, m)</math></b>	<b>14206.32</b>
<b><math>\Sigma M/renv (t, m)</math></b>	<b>8056.47</b>
<b><math>SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)</math></b>	<b>1.76</b>

**Condition de non – renversement :**

$Rapport (Ms/Mr) = 1.76 > 1.5 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>	<b>0.57</b>
	<b>2 873,65</b>
	<b>1269.98</b>
<b><math>SG = \tan(\phi) V / H</math></b>	<b>1.61</b>

**Condition de non glissement :**

$V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.61 > 1.2 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$

**VIII.4.5. Renversement et glissement sous MC120 / A ELU :**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
<b>GARDE GREVE</b>	1.35	43,84	/	4.23	185.44	/
<b>CORBEAU</b>	1.35	5,72	/	3.74	21.38	/
<b>MDF</b>	1.35	593,89	/	3.75	2227.1	/
<b>MER</b>	1.35	130,90	/	6.5	850.82	/
<b>SEMELLE</b>	1.35	545,64	/	4.25	2318.95	/
<b>POIDS DES TERRES-</b>	1.35	52,04	/	6.95	361.7	/
<b>POIDS DES TERRES- ARRIERE</b>	1.35	1513,73	/	6.5	9839.23	/
<b>POIDS DES TERRES- AVANT</b>	1.35	137.86	/	1.5	206.79	/
<b>POUSSEE DES TERRES</b>	1.35	/	956,95	4.5	/	4306,27
<b>SURCHARGE HORIZONTALE</b>	1.5	/	94,51	6.75	/	637,97
<b>SURCHARGE VERTICALE</b>	1.5	84,10	/	6.5	546.62	/
<b>RT</b>	1.35	667,87	/	3.43	2290.78	/
<b>REACTION SURCHARGE</b>	1.6	190,61	/	3.43	653,80	/
<b>ΔT</b>	0.8	/	5.22	10.9	/	56.98
<b>RET/FL</b>	1.35	/	31 .54	10.9	/	343.78
<b>FR-AL</b>	1.6	3966,19	1088.22		19502,62	5345
<b>TOTAL</b>		43,84	/	4.23	185.44	/

<b><math>\Sigma M/sta (t, m)</math></b>	<b>19502,62</b>
<b><math>\Sigma M/renv (t, m)</math></b>	<b>5345</b>
<b><math>SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)</math></b>	<b>3.65 &gt; 1.5</b>

**Condition de non – renversement :**

$Rapport (Ms/Mr) = 3.65 > 1.5 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>	<b>0.57</b>
	3966,19
	4091,33
	1088.22
	1117.61
<b><math>SG = \tan(\phi) V / H</math></b>	<b>2.07</b>

**Condition de non glissement :**

$V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.07 > 1.2 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$

**VIII.4.6. RENVERSEMENT ET GLISSEMENT SOUS D240 / A ELU :**

Design	COEF	V(T)	H(T)	D(m)/O	M/STAB	M/MRENV
GARDE GREVE	1.35	43,84	/	4.23	185.44	/
CORBEAU	1.35	5.72	/	3.74	21.38	/
MDF	1.35	593.89	/	3.75	2227.1	/
MER	1.35	130.9	/	6.6	850.82	/
SEMELLE	1.35	545.64	/	4.25	2318.95	/
POIDS DES TERRES-	1.35	52,04	/	6.95	361.7	/
POIDS DES TERRES- ARRIERE	1.35	1513.73	/	6.5	9839.23	/
POIDS DES TERRES- AVANT	1.35	137.86	/	1.5	206.79	/
POUSSEE DES TERRES	1.35	/	956,95	4.5	/	4306,27
SURCHARGE HORIZONTALE	1.5	/	94,51	6.75	/	637,97
SURCHARGE VERTICALE	1.5	84.1	/	6.5	546.62	/
RT	1.35	667.87	/	3.43	2290.78	/
REACTION SURCHARGE	1.6	330.62	/	3.43	1134,04	/
ΔT	0.8	/	5.22	10.9	/	56.89
RET/FL	1.35	/	31.54	10.9	/	343.78
FR-AL	1.6	4106,20	1088.22		19982,86	5344.91
TOTAL		43,84	/	4.23	185.44	/

$\Sigma M/sta (t, m)$	<b>19982,86</b>
$\Sigma M/renv (t, m)$	5344.91
$SR = \Sigma M (+) / \Sigma M (-)$	3.74 > 1.5

**Condition de non – renversement :**

Rapport ( $M_s/M_r$ ) = 3.74 > 1.5 ---> **vérifié**

<b>Coéf . frottement tan PHI (sol)</b>	<b>0.57</b>
	4106,20
	1088.22
$SG = \tan(\phi) V / H$	2.15

**Condition de non glissement :**

$V.Tan(PHI(sol)) / H = 2.07 > 1.2$  ---> **vérifié**

### VIII.5. Ferrailage de différents éléments de la culée

A l'aide du logiciel ROBOT nous avons modélisé la culée comme présenté ci-dessus.

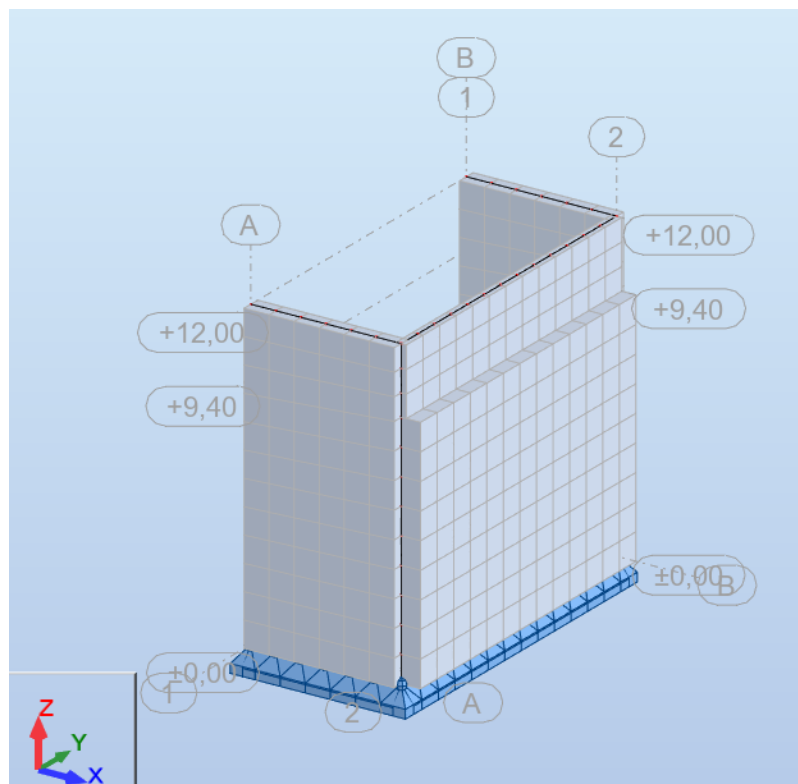


Figure VIII42 : Modèle FEM de la culée

#### VIII.5.1. Définition des différents éléments de la culée :

##### Éléments panneaux :

- MUR GARDE GREVE : épaisseur 40cm
- MUR DE FONT : épaisseur 1.50m
- MURS EN RETOURS : épaisseur 80cm
- SEMELLE : épaisseur 1.50m

#### VIII.5.2. Combinaisons considérées :

- ELU :

$$1.35G + 1.5Q + 1.6A(l) + 1.6 FRA(l) + 0.8 \Delta t$$

$$1.35G + 1.5Q + 1.6B(c) + 1.6 FRB(c) + 0.8 \Delta t$$

$$1.35G + 1.5Q + 1.35MC120 + 0.8 \Delta t$$

$$1.35G + 1.5Q + 1.35D240 + 0.8 \Delta t$$

- ELS

$$G + Q + 1.2A(l) + 1.2 FRA(l) + 0.6 \Delta t$$

$$G + Q + 1.2B(c) + 1.2 FRB(c) + 0.6 \Delta t$$

$$G + Q + MC120 + 0.6 \Delta t$$

$$G + Q + D240 + 0.6 \Delta t$$

➤ ELA

$$G' + Q' + 0.2 D240 + E + 0.4 \Delta t \text{ Avec :}$$

$$G = p.p + \text{pussée.terre} + \text{poids.terre} + \text{réactions.tablier} + \text{ret/fluage}$$

$$Q = \text{poussée due à la surcharge} + \text{surcharge verticale}$$

$$G' = p.p + \text{pussée.terre.dynamique} + \text{poussée.terre.statique} + \text{poids.terre} + \text{réactions.tablier} + \text{ret/fluage}$$

$$Q' = \text{poussée due à la surcharge.dynamique} + \text{surcharge verticale}$$

*E: Action sismique obtenue par la combinaison la plus défavorable*

$$E = Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$$

$$E = 0.3Ex + Ey + 0.3Ez$$

$$E = 0.3Ex + 0.3Ey + Ez$$

### VIII.5.3. Ferrailage de la semelle de liaison de la culée :

A l'aide du logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats suivants :

➤ Sens transversale :

Combinaison	ELU	ELS	ELA
Cas de charge	M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ELA</sub> (kN.m)
<b>A(l)</b>	1976,916	1455,564	2136,786
<b>Bc</b>	1875,274	1378,673	2007,665
<b>MC120</b>	1831,714	1345,778	2003,357
<b>D240</b>	1849,530	1358,976	2014,771

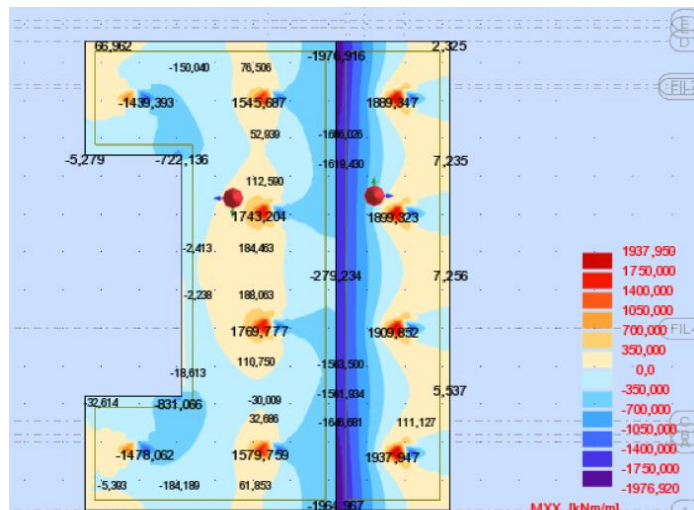


Figure VIII.43 : Cartographie M\_ELU A(l)

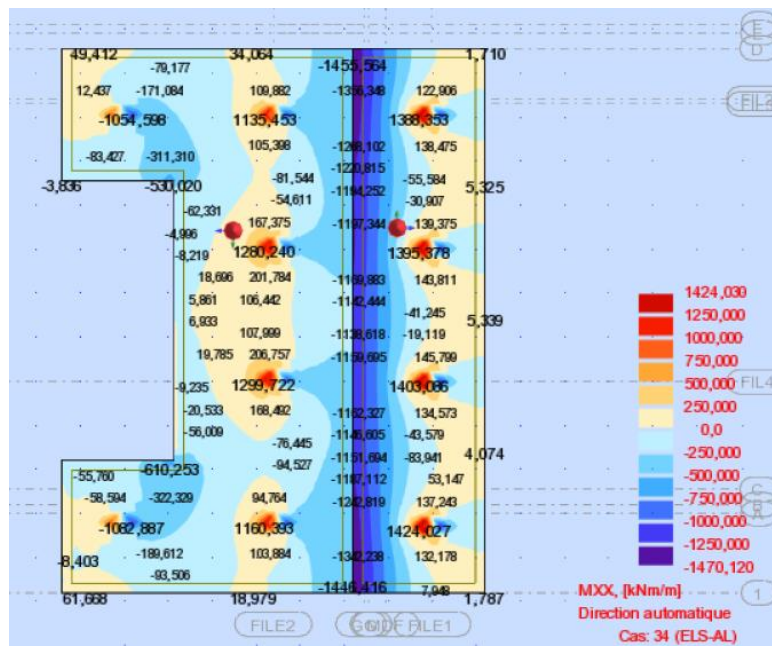


Figure VIII.45 : Cartographie M\_ELS A(I)

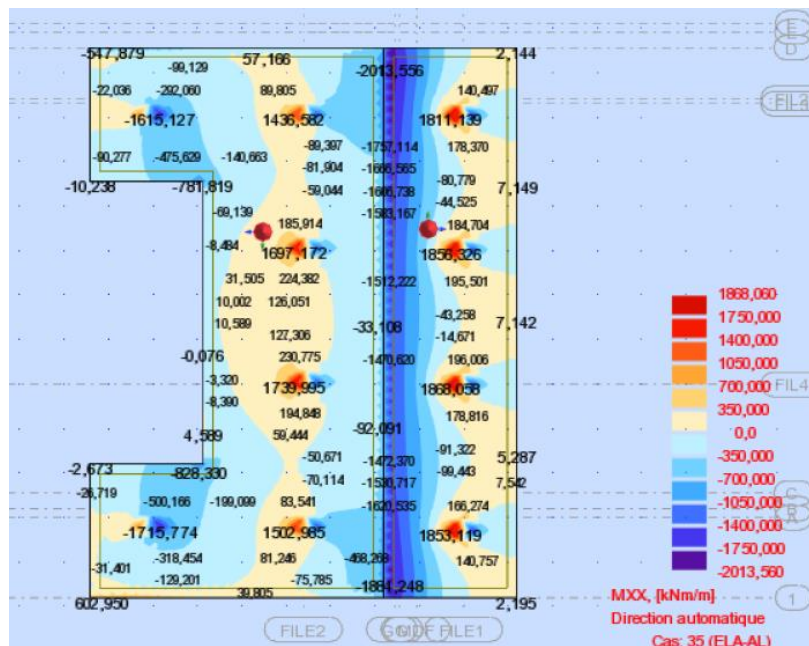


Figure VIII.44 : cartographie M\_ELA A(I)

➤ **Ferrailage transversale :**

À L'aide du logiciel ROBOT-EXPERT on a obtenu une section=43 cm<sup>2</sup>.

On adoptera : HA32 e = 15 (56.30cm<sup>2</sup>)

Armature constructive :

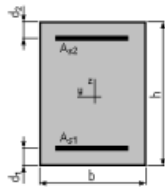
On prend HA20 esp 15cm (21.99 cm<sup>2</sup>)

**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)  
 $h = 150,0$  (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 )	1976,92	-1937,95
Etat Limite de Service	1455,56	-1424,03
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	2136,79	-1868,06

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 43,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 42,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 14,5$ (cm <sup>2</sup> )		
	$\rho = 0,59$ (%)		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = 1976,92$  (kN\*m)       $M_{min} = -1937,95$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,32      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 11,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 140,3$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,88$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 97,5$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 1455,56$  (kN\*m)       $M_{min} = -1424,03$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 33,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 134,0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,8$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 61,3$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{max} = 2136,79$  (kN\*m)       $M_{min} = -1868,06$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,41      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 11,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 140,6$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,83$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 86,8$  (MPa)

➤ **VERIFICATION A ELS :**

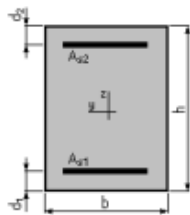
**Expertise de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 150,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Armatures:**

Section théorique	$A_{s1} = 56,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 22,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 40,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 362,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,54$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,42$ (%)

**4. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	1455,56	-1424,03

**5. Résultats:**

<b>Cas ELS</b>	$M_{max} = 1455,56$ (kN*m)	$M_{min} = -1424,03$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 39,4$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,8$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma_{s'} = 67,2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)	

➤ Vérification contrainte de cisaillement

Combinaison	Contrainte de cisaillement (MPa)	
	ELU	ELA
Cas de charge	ELU	ELA
A(I)	0,942	0,927
Bc	0,922	0,925
MC120	0,883	0,923
D240	0,910	0,928

D'après les résultats obtenus,

$$\tau_u (ELU) = 0.942 \text{ MPa}$$

$$\tau_u (ELA) = 0.928 \times 1.4 = 1.3 \text{ MPa}$$

$$ELU : \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{cj} / \gamma_b = 0.07 \times 27 / 1.5 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$ELA : \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{cj} / \gamma_b = 0.07 \times 27 / 1.3 = 1.45 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies$  condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est requise.

➤ Sens longitudinale :

Combinaison	ELU	ELS	ELA
Cas de charge	M <sub>ELU</sub> (kN.m)	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	M <sub>ELA</sub> (kN.m)
A(I)	1334,999	980,904	1521,709
Bc	1317,596	967,852	1520,574
MC120	1244,823	913,094	1519,744
D240	1259,028	923,616	1521,943

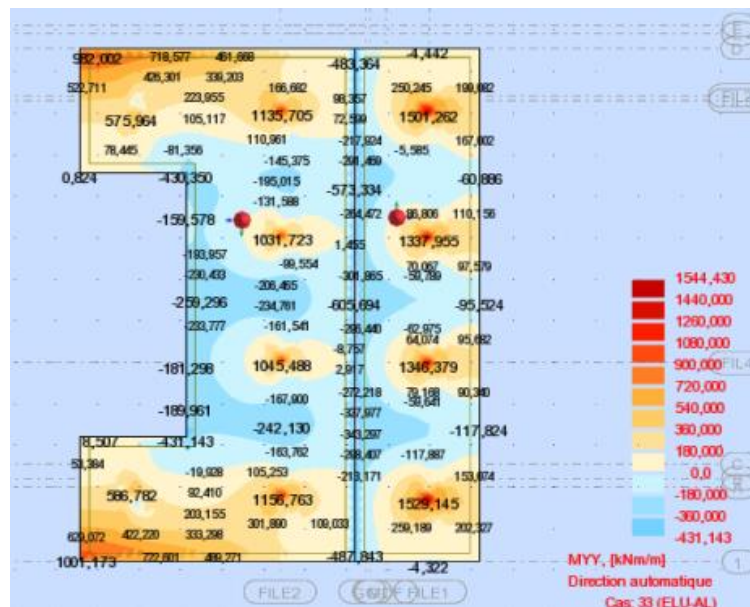


Figure VIII.47 : Cartographie My\_EL U A(I)

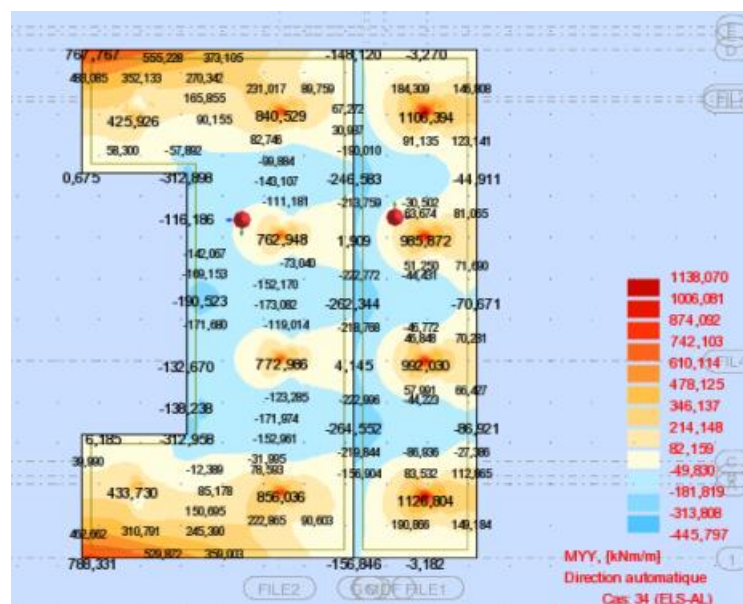


Figure VIII.46 : Cartographie My\_ ELS A(I)

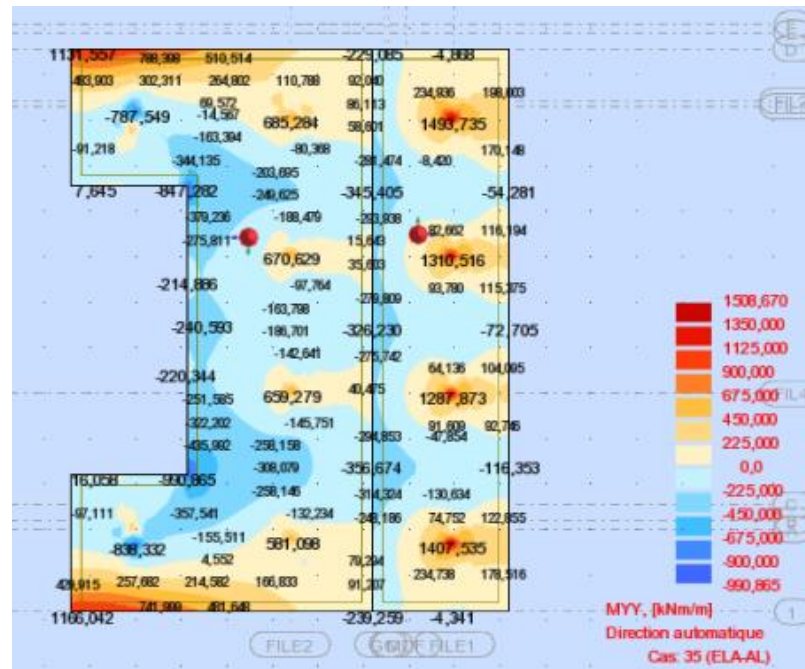


Figure VIII.48 : Cartographie My\_EL A(1)

➤ **Ferrailage longitudinale :**

À L'aide de logiciel ROBOT-EXPERT on a obtenu une section=40.6 cm<sup>2</sup>.

On adoptera : HA20 e = 15 (21.99cm<sup>2</sup>)

Armature constructive :

On prend HA20 esp 15cm (21.99 cm<sup>2</sup>)

➤ **CALCUL A L'ELU ET L'ELA**

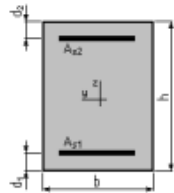
**Calcul de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

**2. Section:**



$b = 100,0$  (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 )	1334,99	-1013,55
Etat Limite de Service	980,90	-746,45
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	1521,71	-1110,41

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 40,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 40,6$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 40,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 362,5$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0,56$ (%)		
	$\rho_{min} = 0,28$ (%)		maximum $\rho_{max} = 2,42$ (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**     $M_{max} = 1334,99$  (kN\*m)     $M_{min} = -1013,55$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,86      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 11,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 140,5$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,84$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 94,2$  (MPa)

**Cas ELS**     $M_{max} = 980,90$  (kN\*m)     $M_{min} = -746,45$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,40  
 Position de l'axe neutre:  $y = 32,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 134,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 23,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 23,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**     $M_{max} = 1521,71$  (kN\*m)     $M_{min} = -1110,41$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,88      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,6$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 140,8$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,79$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 83,3$  (MPa)

➤ **VERIFICATION A L'ELS**

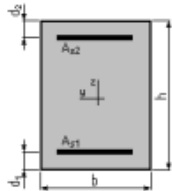
**Expertise de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 150,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Armatures:**

Section théorique	$A_{s1} = 22,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 22,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 40,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 362,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,30$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,42$ (%)

**4. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	980,90	-746,45

**5. Résultats:**

<b>Cas ELS</b>	$M_{\max} = 980,90$ (kN*m)	$M_{\min} = -746,45$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	9,07	
Position de l'axe neutre:	$y = 25,5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,8$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 25,0$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma_s' = 25,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

➤ Vérification contrainte de cisaillement

Combinaison	Contrainte de cisaillement (MPa)	
	ELU	ELA
Cas de charge		
<b>A(I)</b>	0,671	0,657
<b>Bc</b>	0,656	0,655
<b>MC120</b>	0,627	0,654
<b>D240</b>	0,648	0,657

D'après les résultats obtenus,

$$\tau_u (ELU) = 0.671 \text{ MPa}$$

$$\tau_u (ELA) = 0.657 \times 1.4 = 0.92 \text{ MPa}$$

$$ELU : \bar{\tau}_u = 0.07x f_{cj} / \gamma b = 0.07 \times 27 / 1.5 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$ELA : \bar{\tau}_u = 0.07x f_{cj} / \gamma b = 0.07 \times 27 / 1.3 = 1.45 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est requise.

#### VIII.5.4. Ferrailage Mur-Front

Le mur étant soumis à la flexion composée on a obtenu les résultats suivants à l'aide du logiciel ROBOT

COMBINAISON	ELU		ELS		ELA	
	NU(KN)	MU(KN.m)	NS(KN)	MS(KN.m)	NA(KN)	MA(KN.m)
A(I)	-1177,3033	-1445,541	-864,9683	-1062,282	-1449,2242	-1652,955
BC	-1182,6848	-1417,738	-868,2432	-1041,252	-1446,4318	-1650,280
MC120	-1109,9921	-1346,709	-813,2919	-987,566	-1444,3894	-1648,324
D240	-1144,2533	-1379,570	-838,6706	-1011,908	-1449,8003	-1653,506

À L'aide de logiciel ROBOT-EXPERT, on a trouvé une section de ferrailage = 15.6 cm<sup>2</sup>

Avec : b = 1.00 m

h = 1.50 m

#### **Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A :**

Cette section est faible par rapport à la section de ferrailage des pièces fléchies au règlement RPOA qui définit à la page 60 la formule suivante :  $0.15\% < A_s < 1.5\%$  pour les zones I et IIa

Alors on choisit une section de  $0.3\% \times 1.00 \times 1.50 = 45 \text{ cm}^2$

- HA 25 e = 15cm (34.36 cm<sup>2</sup>) côté Remblai.
- HA 16 e = 15cm (14.07 cm<sup>2</sup>) autre côté

La section de ferrailage en totalité égale :  $48.43 \text{ cm}^2 > 45 \text{ cm}^2$

Pour les armatures horizontales on prend :

Armature de répartition :

$A_r = 25\% \times A_{st}$  et  $A_r = 0,25 \times 34.36 = 8.59 \text{ cm}^2$ . On adoptera :

- HA 20 e = 20 (15.70 cm<sup>2</sup>) côté Remblai
- HA 14 e = 20 (7.70 cm<sup>2</sup>) autre côté

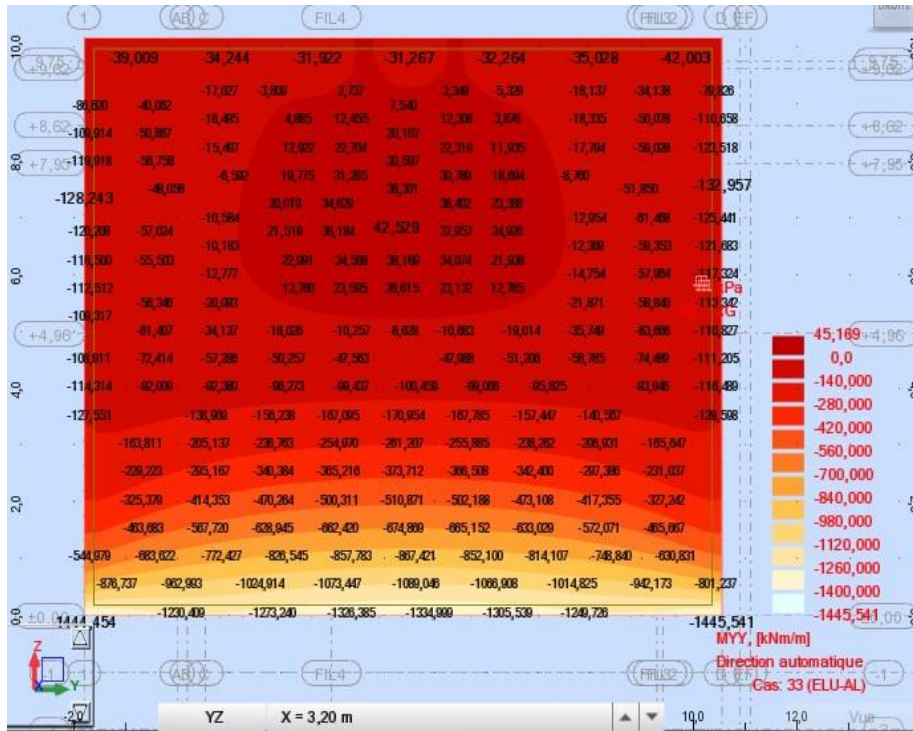


Figure VIII.49 : Cartographie M\_ELU A(l)

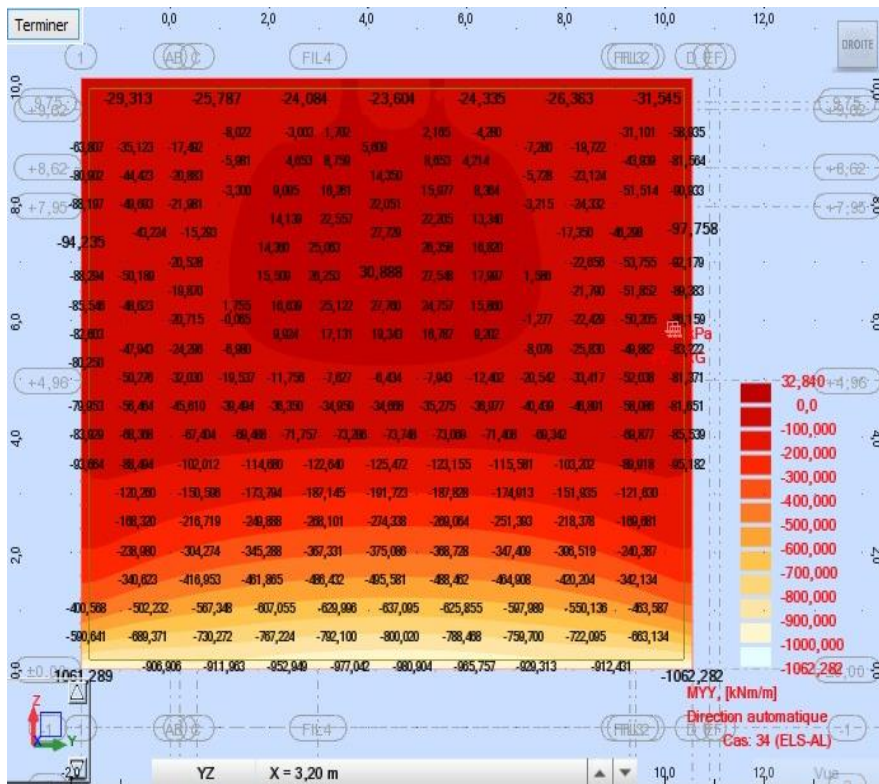


Figure VIII.50 : Cartographie M\_ELS A(l)

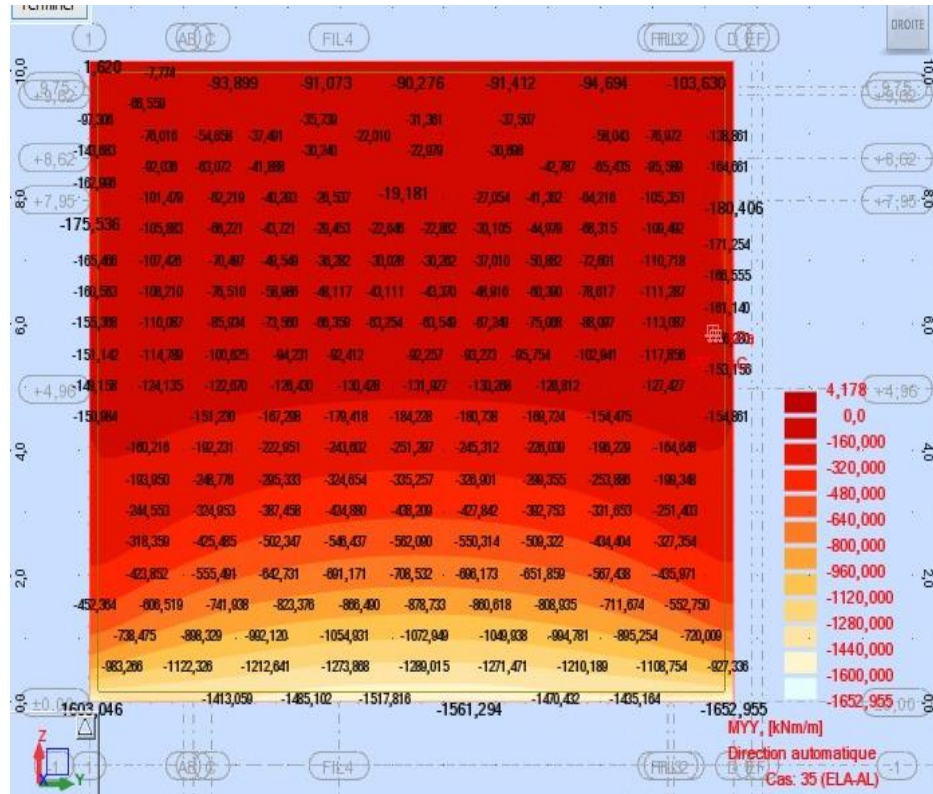


Figure 51 : Cartographie M\_ELA A(I)

➤ **CALCUL FERRAILLAGE A L'ELU ET ELA :**

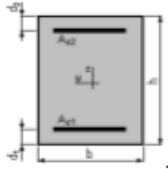
**Calcul de Section en Flexion Composée**

**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 en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 150,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1177,30	1445,54
2.	ELS	864,97	1062,28
3.	ELA	1449,22	1652,95

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 15,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 15,8$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 30,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 750,0$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 0,20$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU    N = 1177,30 (kN)    M = 1445,54 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,46      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 17,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 138,1$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,34$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)      comprimée:  $\sigma'_s = 190,3$  (MPa)

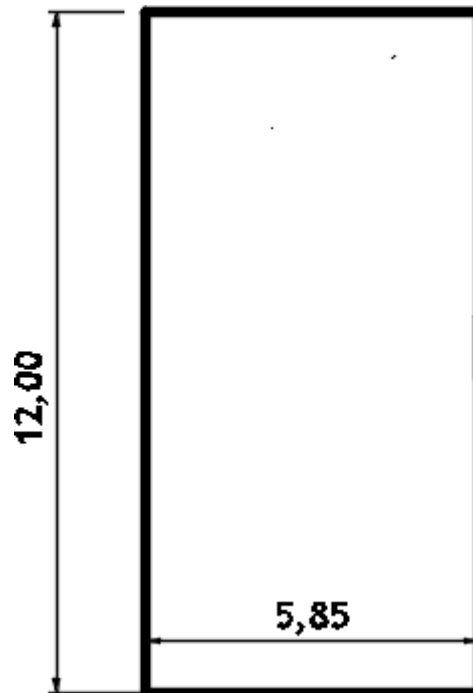
**Cas N° 2: Type ELS    N = 864,97 (kN)    M = 1062,28 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 38,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 132,3$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,9$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma'_s = 77,4$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA    N = 1449,22 (kN)    M = 1652,95 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,62      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 17,6$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 138,0$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,38$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)      comprimée:  $\sigma'_s = 198,0$  (MPa)

**VIII.5.5. Mur en retour :**



➤ Sens verticale

On a modélisé le MER par le logiciel ROBOT qui à donner les résultats suivants :

COMBINAISON	ELU		ELS		ELA	
	NU(KN)	MU(KN.m)	NS(KN)	MS(KN.m)	NA(KN)	MA(KN.m)
A(l)	784,5169	1047,950	571,6621	767,870	1369,9788	1146,280
BC	778,4280	1047,328	567,0954	767,403	1370,3437	1146,333
MC120	715,4598	1041,294	519,9324	762,883	1370,6105	1146,372
D240	710,4472	1040,889	516,2194	762,583	1369,9035	1146,269

➤ Ferrailage M.E.R :

➤ Sens vertical

À L'aide de logiciel ROBOT-EXPERT, on a trouvé une section =  $36.3 \text{ cm}^2$   $A_{min} = 0.5\% \times B$   
 $A_{min} = 0,5\% \times (0,8 \times 1) = 40 \text{ cm}^2$  (tendu+comprimé);

On adoptera : Côté Remblai :

HA25 e = 15 (34.36 cm<sup>2</sup>) partie inférieure HA20 e = 15 (14.07 cm<sup>2</sup>) partie supérieure

Autre côté :

HA 16 e = 15cm (14.07 cm<sup>2</sup>) partie inférieure

HA 16 e = 15 cm (14.07 cm<sup>2</sup>) partie supérieure

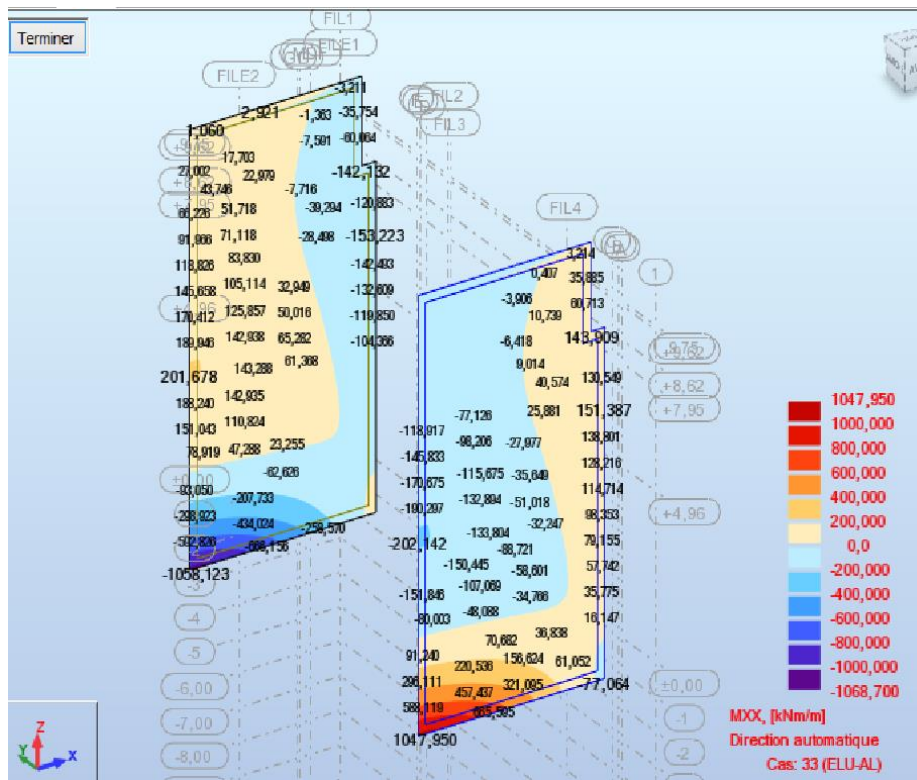


Figure VIII.52 : Cartographie M\_ELU A(I)

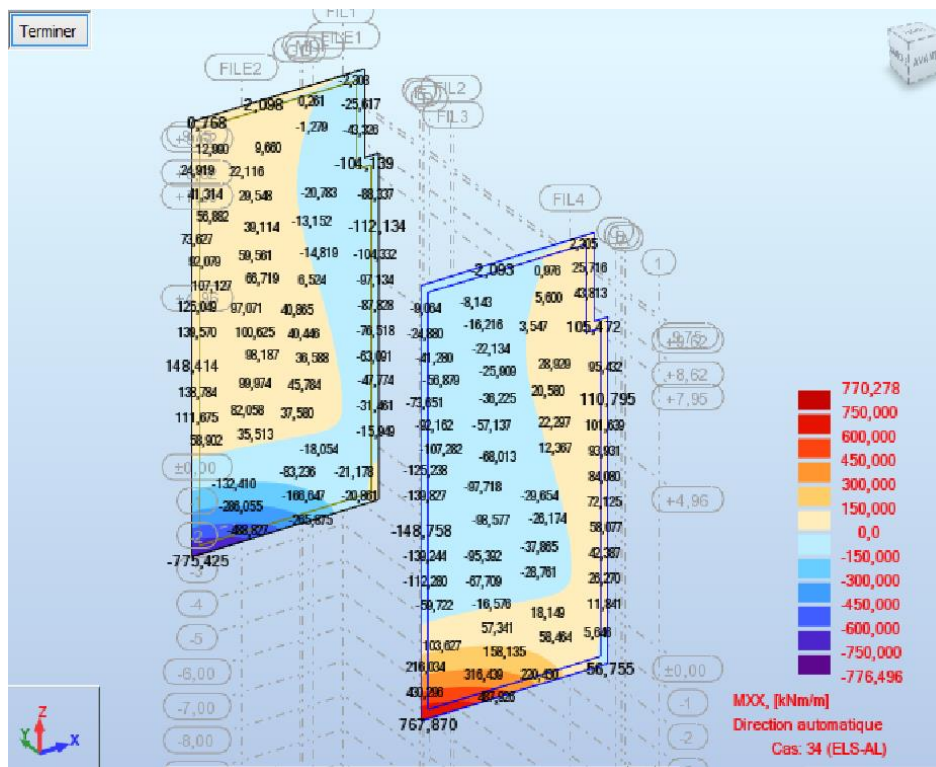


Figure 53 : Cartographie M\_ELS A(I)

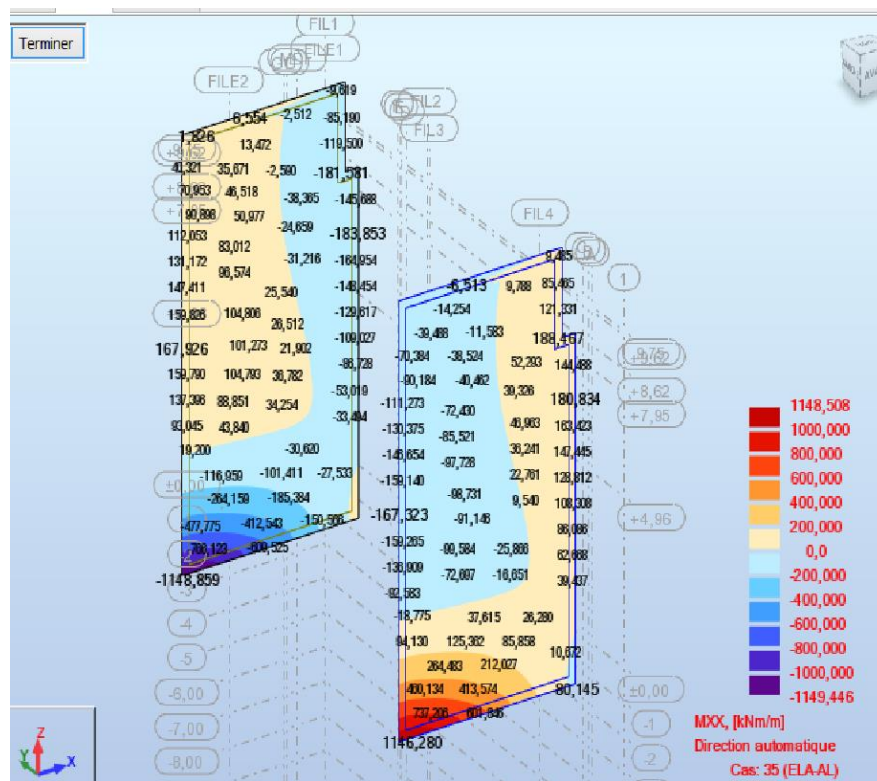


Figure VIII.54 : Cartographie M\_ELA A(I)

➤ **CALCUL FERRAILLAGE A L'ELU ET ELA :**

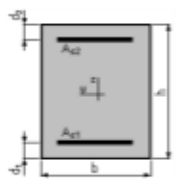
**Calcul de Section en Flexion Composée**

**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 en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 80,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	784,52	1047,95
2.	ELS	571,66	767,87
3.	ELA	1369,98	1146,28

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 36,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 7,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,48$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU**     $N = 784,52$  (kN)     $M = 1047,95$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,31      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 21,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 66,5$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 8,83$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**     $N = 571,66$  (kN)     $M = 767,87$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 28,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 65,4$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,3$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**     $N = 1369,98$  (kN)     $M = 1146,28$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,60      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 25,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 65,0$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 8,95$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

➤ Vérification contrainte de cisaillement

Combinaison	Contrainte de cisaillement (MPa)	
	ELU	ELA
<b>Cas de charge</b>		
<b>A(I)</b>	0,715	0,735
<b>Bc</b>	0,715	0,735
<b>MC120</b>	0,720	0,735
<b>D240</b>	0,721	0,735

D'après les résultats obtenus,

$$\tau_u \text{ (ELU)} = 0,721 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ (ELA)} = 0,657 \times 1,4 = 1,029 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU : } \bar{\tau}_u = 0,07x f_{cj} / \gamma b = 0,07 \times 27 / 1,5 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\text{ELA : } \bar{\tau}_u = 0,07x f_{cj} / \gamma b = 0,07 \times 27 / 1,3 = 1,45 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies$  condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est requise.

➤ Sens horizontale

À L'aide de logiciel ROBOT-EXPERT, on a trouvé une section =36.7 cm<sup>2</sup>

On adoptera : Côté Remblai

HA20 e = 15 (21.99 cm<sup>2</sup>)

Autre côté :

HA 16 e = 15 cm (14.07 cm<sup>2</sup>)

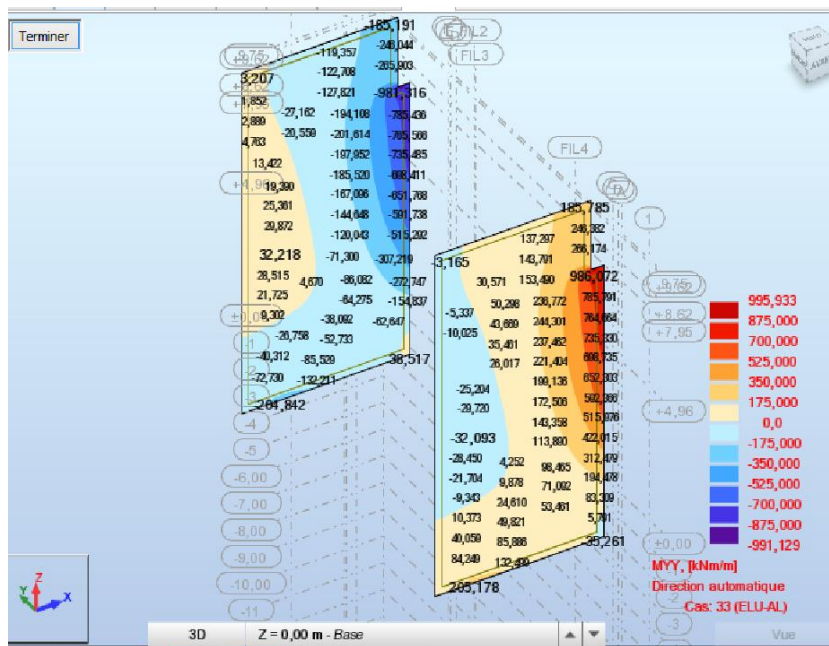


Figure VIII.56 : Cartographie M\_ELU A(I)

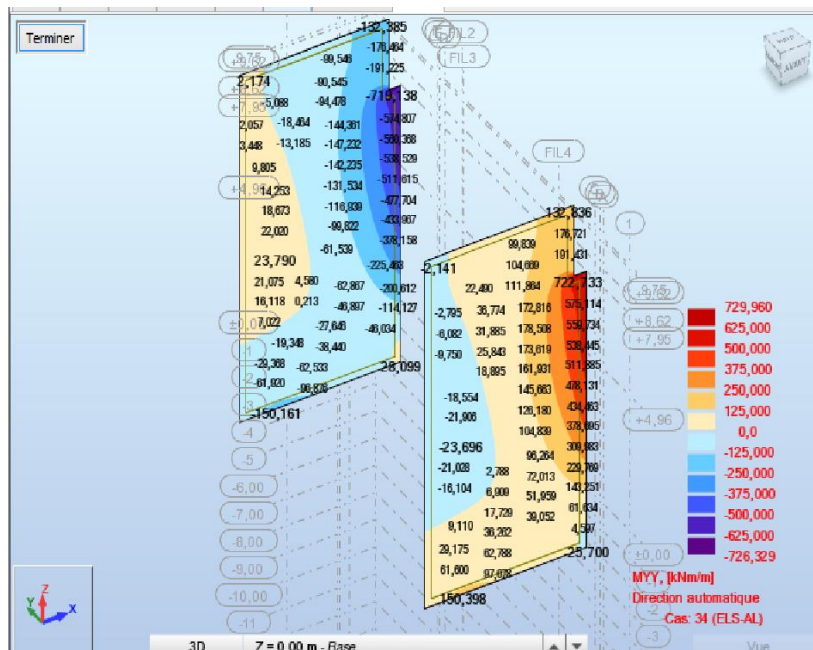


Figure VIII.55 : Cartographie M\_ELS A(I)

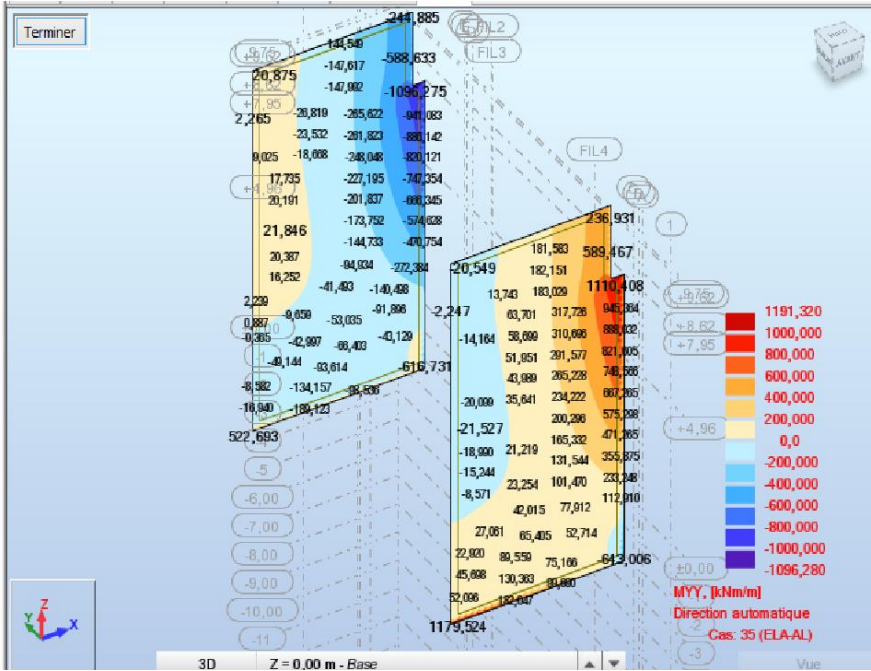


Figure 57 : Cartographie M\_ELA A(I)

## **Conclusion générale**

### **Conclusion générale**

Après cette année formation d'ingénieur, il est temps de conclure sur ce projet professionnel qui s'est traduit au fil de l'eau par un vrai projet de vie.

En effet, réalisée mon PFE au niveau de SETS sur les ouvrages d'arts m'a donné l'occasion de mettre en application mes connaissances. Ma transformation identitaire générée par de nouvelles responsabilités a rendu les premiers temps difficiles. Mais grâce à l'encadrement et au soutien de mes encadreurs j'ai réussi à assumer progressivement ma présence au sein de l'équipe.

Le travail mené m'a aidé à préparer et réaliser le projet dans de bonnes conditions. Aujourd'hui, même si le projet n'est pas totalement achevé, ce premier bilan est positif avec les objectifs d'entreprise atteint.

Ce projet m'a permis d'apprendre et de mettre en pratique une méthode de réflexion. Une démarche générale adaptable pour tout projet, aussi bien professionnel que personnel.

Au-delà de ces connaissances acquises, c'est sur le plan humain ou je me suis le plus nourri. J'ai appris à mieux me connaître en menant une introspection et une profonde réflexion personnelle par le biais du Projet de Formation Individuel. Manager et communiquer m'ont aidé à mesurer l'importance des relations humaines.

Cette période d'enseignements fût enrichissante, tant sur le plan personnel que professionnel. Les défis relevés au cours de cette formation m'ont permis de finaliser ma mutation, d'envisager l'avenir plus sereinement. J'en sors grandi.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENREDHOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.

BPEL91 Revisé 99.

Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, *Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales*, Août 1997, RÉF.4149, p 55-75.

CALGARO J. A. & Bernard-Gély A., Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.

CHAUSSIN. R. Béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 1992.

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.

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer, France, Septembre 2009.

Document SETRA, Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer, France, Février 1996.

EURO CODE 2, *Calcul des structures en béton*, Bruxelles, 2004, p 250.

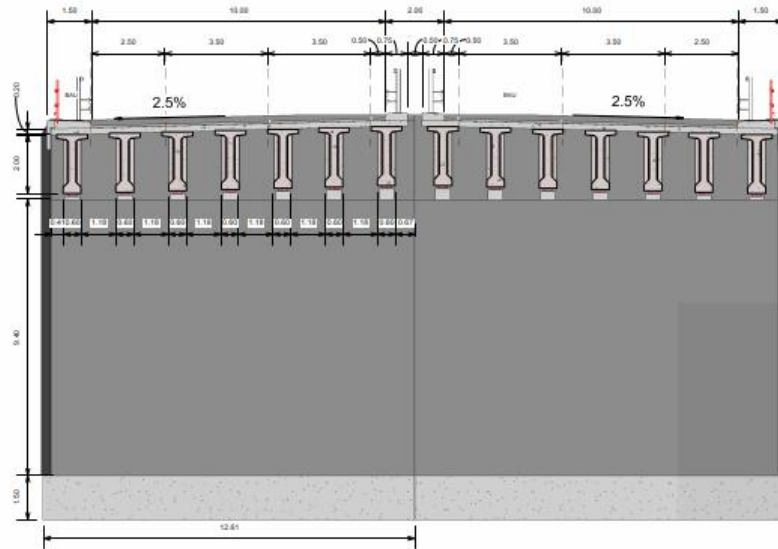
KIBBOUA. A., Cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2018.

Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics, Alger, Algérie, 27 Juin 2009.

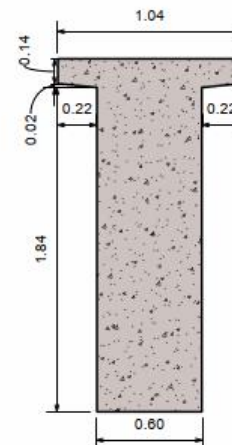
THONIER. H., Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, France, 1992.

HANNACHI Z. & BENHADDED M., Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur la RN 44 Wilaya de SKIKDA, ENSTP, Kouba, Algérie, 2013.

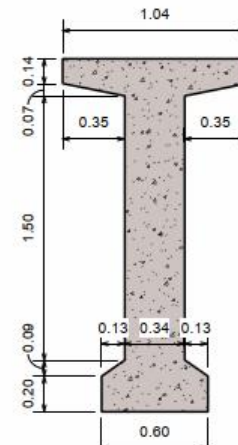
# **ANNEXE**



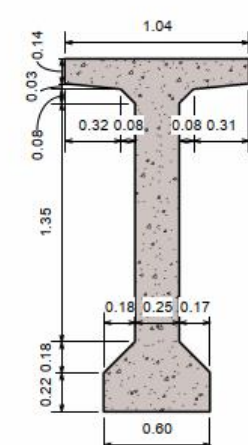
**COUPE TRANSVERSALE**  
Ech : 1/150



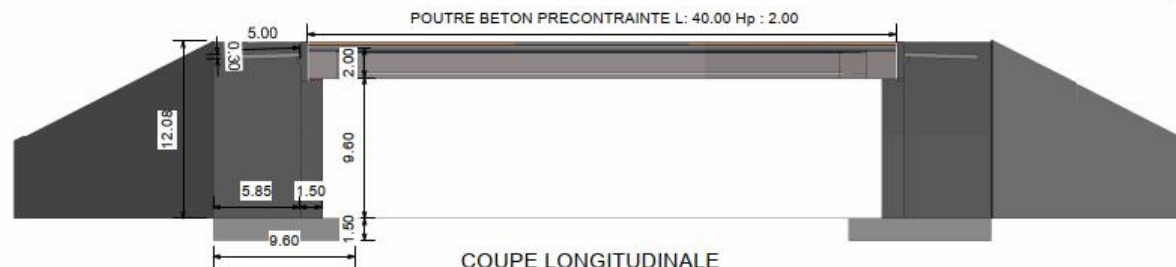
**SECTION D'ABOUT**  
Ech : 1/25



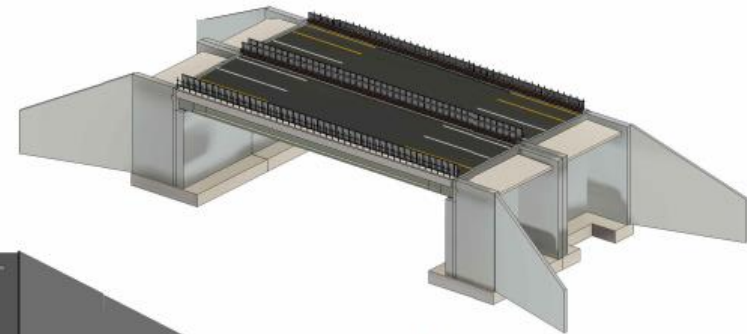
**SECTION INTERMIDIARE**  
Ech : 1/25



**SECTION MEDIANE**  
Ech : 1/25



**COUPE LONGITUDINALE**  
Ech : 1/30



**VUE 3D**



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
Fax: ( 023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz  
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

**PROJET FIN D'ETUDE**

**Realise par**

**Encadré par**

**Echelle**

**N°**

**Année**

Conception Etude d'un ouvrage d'art  
( Passage inférieur ) au PK :52+242

LAOUAR NAHLA

BELMRABET ILYAS

2023/202  
4

