

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et étude d'un pont sur l'autoroute
est-ouest entre PK15+463.35 et PK15+553.65
dans la wilaya de Mascara**

Présenté par :

-LAKHAL Norelhouda

-DJELOUAH Latifa

Encadré par :

-ZAOUAK Abdenour.

-FEDGHOCHE Ferhat.

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT



يقول النبي ﷺ من لا يشكر الناس لا يشكر الله

- Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail
- Ensuite, nous tenons à remercier infiniment nos familles dont l'affection, l'amour, le soutien et l'encouragement constants nous ont été d'un grand réconfort et ont contribué à l'aboutissement de ce travail.
- Nous remercierons particulièrement Monsieur Harzellah Amine et tout le staff de la DTP ainsi que la STP de la wilaya de Boumerdes pour tout l'aide et la bienveillance qu'ils nous ont présentée durant la période du déroulement de notre stage de fin d'études.
- Nos professeurs encadrants Mr. ZOUAK Abdenour et M. FEDGHOUCHE Ferhat pour la confiance qu'ils nous ont accordée en dirigeant ce mémoire.
- Nous exprimons notre profonde gratitude envers notre enseignant pour son soutien précieux et son engagement sans faille tout au long de notre parcours académique, qui ont grandement contribué à notre développement personnel et professionnel.
- Un grand merci à Monsieur Mr. KHOUAS Mehdi pour son précieux soutien
- Nous devons aussi remercier comme il se doit nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.
- Enfin nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury font l'honneur de participer à l'évaluation des résultats de ce mémoire.

اهداء

الحمد لله وكفى والصلاة على الحبيب المصطفى واهله ومن وفى، اما بعد

الحمد لله الذي وفقنا لتتضمن هذه الخطوة في مسيرتنا الدراسية بمذكرتنا هذه والمهداة:

الى امي الحبيبتين اللتين تمثلان حب كل العالم واللتان أدين لهما بكل شيء حرفيا

الى ابي الغالي الذي لولاه ما كنت حيث انا اليوم

الى جدتي الحبيبة خديجة رحمها الله واسكنها فسيح جنانه

الى اخي الحنون واختي الصغيرة الحلوة

الى خالي حسيبن المرح وزوجته لطيفه اللطيفة

الى أغلى صديقتين على قلبي، عفاف وفاتن، اللتان لطالما وقفنا الى جانبي

الى صديقي المهندس صاحب الظل الطويل الذي لطالما وقف الى جانبي

الى كل عائلتي

الى كل من كان لهم أثر على حياتي، والى كل من أحبهم قلبي ونسيهم قلمي

جلواح لطيفة

اهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

"وَ آخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ"

نحمد الله ونثني عليه انه وفقنا انا ورفيقتي لطيفة لهذا العمل، فالحمد لله حمدا كثيرا طيبا مباركا فيه و الصلاة و السلام على رسول الرحمة صل الله عليه وسلم...

الى من يراني بقلبه دوما، الى الحبيب الذي أنجبني ولم ييخل علي بشيء، الى الغالي أبي...

إلى التي رأي قلبها قبل عينيها الى الحبيبة التي انجبتني وسهرت لاجل راحتي دوما، الى الغالية أمي...

الى الحبيبة التي انجبتها لي امي سندا لا يميل، الى التي شجعتني دوما، الى الغالية اختي...

الى نعم الأخ الذي انجبه لي الايام، الى الذي ساندني وتحملني طوال الخمس سنوات، الى الغالي زوج اختي "سليمان اوتناح"...

الى السند الذي اتكأ عليه ان مالت بي الايام، الى الغوالي اخوي "حفيظ و بلال"

إلى التي لطالما حلمنا ان تكون معي في هذه الايام، لكن شاء الله و ذهبت، الى الغالية جدتي رحمة الله عليها...

الى الغاليات خالاتي اللواتي ساندنني طوال هذه الفترة...

الى بنات خالتي ألف تحية...

الى كل عائلتي...

الى كل الاساتذة الذين ساندونا طوال فترة الدراسة...

الى التاريخ الذي غير العالم، و ان لم اكن اتخيل انه يمكن للتواريخ ان تهدي، لكنني اتقدم باهداء صغير للسابع من اكتوبر "فيصل التفرقة بين الحق و الباطل " و رجال هذا اليوم الذين جعلوني اطمح في ان اكون فردا نافعا في هذه الامة

الى أهل غزة الذين علموني معنى الصبر و القوة والثبات، و الذين نسأل الله ان ينصرهم و يثبت اقدامهم...

لكحل نور الهدى

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENERALE.....	20
CHAPITRE I :PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
I.2.1. Données fonctionnelles :.....	2
I.2.1.1. Tracé en plan :.....	3
I.2.1.2. Profil en long :	3
I.2.2.3. Profil en travers :.....	3
I.2.2. Données géotechniques :.....	4
I.2.3. Données sismologiques :	5
I.2.4. Données climatiques :	5
I.2.4.1. Température :	6
I.2.4.2. Vent :.....	6
I.3. CONCLUSION :	6
CHAPITRE II: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	
II.1. INTRODUCTION :	7
II.2. CHOIX DES VARIANTES :	7
II.2.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP.....	7
II.2.2. VARIANTE N°02 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension	12
II.2.3. VARIANTE N°03 : Pont mixte bipoutres à pièces de pont	15
II.3. ANALYSE MULTICRITERES :	18
II.4. VARIANTE RETENUE :	18
II.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE ETUDIEE :.....	18
II.5.1. Notations :	18
II.5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre sans hourdis :	19
II.5.2.1. Section médiane sans hourdis :.....	19
II.5.3. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis :.....	21
II.5.3.1. Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis :	21
II.5.3.2. Section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis :	23
II.6. CONCLUSION :	24
CHAPITRE III: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	
III.1. INTRODUCTION :	25
III.2. Le béton :.....	25
III.2.1. Résistance caractéristique à la compression :.....	25
III.2.2. Résistance caractéristique à la traction :	25
III.2.3. Contrainte admissible de compression :	25
III.2.4. Module de déformation longitudinale du béton (E) :	26
III.2.6. Module de déformation transversale du béton (G) :	26
III.3. Les aciers :	27
III.4. CONCLUSION :	29
CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	
VI.1. INTRODUCTION.....	30
VI. 2 EVALUATION DES CHARGES.....	30
VI. 3 EVALUATION DES SURCHARGES.....	34
VI. 3.1. Caractéristiques du pont.....	34
VI. 3.2. Surcharges à considérer.....	35

VI. 3.2.1. Système de charges A(l).....	35
VI. 3.2.2. Système de charges B.....	37
VI. 3.2.2.1. Système Bc.....	37
VI. 3.2.3. Charge militaire MC120	42
VI. 3.2.4. Charge exceptionnelle (D240)	42
VI. 3.2.5. Surcharge sur trottoirs	43
VI. 3.2.6. Efforts de freinage.....	43
VI. 4. LE VENT	44
VI. 5. LA TEMPERATURE	44
VI. 6. CONCLUSION	44
CHAPITRE V :REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS.....	
V.1. INTRODUCTION :	45
V.2.CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES :	45
V.2.1. Moments fléchissant dus au poids propre	45
V.3.CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES :	46
V.3.1. Système de charge A(L) :	46
V.3.2. Surcharge sur trottoirs :	47
V.3.3. Système de charge B :	48
V.3.3.1. Système Bc :	48
V.3.3.2. Système Bt.....	53
V.3.3.3. Système Br :	55
V.3.4. Système de charge Mc120 :	56
V.3.5. Système de charge D240 :	58
V.3. CONCLUSION :	60
CHAPITRE VI: REPARTITION TRANSVERSLAE DES EFFORTS	40
VI.1. INTRODUCTION :	61
VI.2. CHOIX DE LA METHODE :	61
VI.3. Présentation de la méthode de Guyon-Massonnet :	61
VI.4. Détermination des paramètres adimensionnels θ et α :	63
VI.4.1. Calcul de paramètre d'entretoisement θ :	63
VI.4.2. Calcule de paramètre de torsion α :	64
VI.5. DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE K0:	66
VI.6. CALCUL DES MOMENTS REELS DANS CHAQUE POUTRE :	68
VI.7. COMBINAISON DE CHARGE POUR LE MOMENT MAX :	68
VI.8. CONCLUSION :	68
Chapitre VII: Modélisation de tablier (Logiciel ROBOT)	
VII.1. INTRODUCTION :	69
VII.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE :	69
VII.2.1. Modélisation de la poutre :	70
VII.2.2. Modélisation de la dalle :	70
VII.2.3. Modélisation du tablier :	71
VII.2.4. Disposition des différents cas de charges :	71
VII.3. RESULTATS DED CALCULS OBTENUS PAR LE LOGICIEL ROBOT :	73
VII.3.1. Valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants max :	75
VII.3.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de GUYON-MASSONET et les résultats du logiciel ROBOT :	76
VII.4. CONCLUSION :	76
CHAPITRE VIII :ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	55
VIII.1. INTRODUCTION :	77

VIII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :	77
VII.2.1 Caractéristiques des matériaux :	77
VIII.2.2. Détermination du nombre de câbles à mi-travée :	78
VIII.2.3. Détermination du nombre de câbles à l'about :	79
VIII.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension :	80
VIII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES :	82
VIII.3.1. La disposition des câbles de la première famille (à l'about) :	82
VIII.3.1. La mise en place de câbles de 2 ^{ème} famille (à l'extrados) :	83
VII.4. TRACÉ DES CABLES DE PRECONTRAINTE	83
VII.4.1. Principe :	83
VII.4.2. Détermination du tracé :	83
VIII.3.2. Angle de relevage :	85
VIII.4. CALCUL DES PERTES :	86
VIII.4.1. Pertes de tension instantanées :	86
VIII.4.1.1. Pertes de tension par frottement :	86
VIII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage :	87
VIII.4.1.3. Pertes de tension par raccourcissement instantané du béton :	88
VIII.4.1.4. Pertes instantanées totales :	90
VIII.4.2. Pertes de tension différées :	91
VIII.4.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton :	91
VIII.4.2.2. Pertes de tension due à la relaxation des câbles :	91
VIII.4.2.3. Pertes de tension due au fluage du béton	92
VIII.4.2.4. Pertes différées totales :	93
VIII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES :	94
VIII.5.1. Les phases de construction :	94
VIII.5.2. Sections de vérification :	95
VIII.5.3. Limitation des contraintes	96
VIII.5.4. Caractéristiques nettes des sections de calcul :	97
VIII.5.3. Justification de la poutre à l'ELS	97
VIII.5.3.1. Justification des contraintes normales :	97
VIII.5.3.2. Justification des contraintes tangentielles :	100
VIII.5.4. Justificatif de la poutre a l'ELU :	101
VIII.6. ARMATURES DES ZONES TENDUES :	103
VIII.7. CALCUL JUSTIFICATIF EN SECTIONS PARTICULIERES :	104
VIII.7.1. Etude de la zone d'about :	104
VIII.7.2. Etude de la zone d'appui :	110
VIII.8. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE	114
VIII.8.1. Armature de peau	114
VIII.8.1.1. Armatures de peau longitudinales	114
VIII.8.1.2. Armatures de peau Transversales	115
VIII.8.2. Cadre de talon	115
VIII.9. CONCLUSION :	116
CHAPITRE IX: ETUDE DU TABLIER ET DES EQUIPEMENTS	55
IX.1. INTRODUCTION	117
IX.2. ETUDE LE L'HOUDIS	117
IX.2.1. Hypothèses de calcul	117
IX.2.2. Géométrie de l'hourdis	117
IX.2.3. Evaluation des efforts	117
IX.2.4. Ferrailage de l'hourdis	118
IX.3. ETUDE DE LA FLECHE	120

IX.3.1. Fleche due au poids propre	120
IX.3.2. Fleche due à la précontrainte.....	121
IX.3.3. Flèche de construction	121
IX.3.4. Flèche maximale à l'ELS	122
IX.3.5. Flèche totale :	122
IX.3.6. Flèche admissible	122
IX.4. ETUDE DES APPAREILS D'APPUI	122
IX.4.1. Choix de type d'appareil d'appui	122
IX.4.2. Dimensionnement des appareils d'appui	123
IX.4.2.1. Aire de l'appareil d'appui	123
IX.4.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui Tb	124
IX.4.2.3. Calcul de l'épaisseur des frettes	124
IX.4.2.4. Choix des feuillets d'élastomère	124
IX.5. Étude des d's d'appuis	127
IX.5.1. Dimensionnement des d's d'appuis	127
IX.5.2. Ferrailage des d's d'appuis	127
IX.6. Etude des joints de chaussée	128
IX.6.1. Le souffle :	128
IX.6.2. Les composantes du souffle :	129
IX.6.3. Détermination du joint de dilatation	130
IX.7. CONCLUSION	131
CHAPITRE X: ETUDE SISMIQUE	
X.1. INTRODUCTION	132
X.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	132
X.3. METHODES D'ANALYSE	132
X.4. SEISME LONGITUDINAL.....	132
IX.4.1. Analyse spectrale monomodale.....	132
IX.4.2. Domaine d'application	132
X.4.3. Evaluation de la période fondamentale de l'ouvrage	133
X.4.4 Détermination de l'accélération spectrale Sae	135
X.4.5. Evaluation de la force statique équivalente	135
X.4.6. Evaluation de la charge par élément porteur	135
X.4.7. Déplacement du tablier par rapport au sol.....	136
X.4.8. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol.....	136
X.5. SEISME TRANSVERSAL ET VERTICAL	136
X.5.1. Définition et principe.....	136
X.5.2. Modèle de calcul	136
X.5.3. Les spectres de réponse :	137
X.5.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale	137
X.5.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale :	137
X.6. MODES SIGNIFICATIFS	138
X.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	139
XI.1. INTRODUCTION.....	140
XI.2. IMPLANTATION DES PILES	140
XI.3. CONCEPTION DES PILES	140
XI.3.1. Formes des piles.....	140
XI.3.2. Pré dimensionnement des éléments de la pile.....	140
CHAPITRE XI.4. ETUDE DE LA PILE	
XI.4.1. Les réactions dues aux charges et surcharges	142

XI.4.2. Etude du chevêtre	142
XI.4.2.1 Etude à la flexion	142
XI.4.2.1.1. Modélisation du chevêtre	142
XI.4.2.1.2 Evaluation des efforts.....	142
XI.4.2.1.3. Ferrailage du chevêtre :	144
XI.4.2.2. Etude à la torsion.....	145
XI.4.2.2.1. Le ferrailage du chevêtre à la torsion.....	146
XI.4.3. Etude des fûts	149
XI.4.3.1. Vérification de la stabilité au flambement :	149
XI.4.3.2. Évaluation des efforts agissant sur les fûts :	149
XI.4.3.3. Calcul des sollicitations.....	150
XI.4.3.4. Ferrailage des fûts	151
XI.4.4. Etude de la semelle.....	152
XI.4.4.1. Descente de charges	152
XI.4.4.2. Ferrailage de la semelle.....	153
XI.4.5. Etude des pieux	156
XI.4.5.1. Nombre et dispositions des pieux	156
XI.4.5.2. Détermination de la profondeur des pieux	156
XI.4.5.3. Combinaisons des efforts	157
XI.5.3. Évaluation des efforts en tête du pieu	157
XI.5.4. Calcul des moments à la base de la semelle par la formule de WARNER.....	158
XI.5.5. Ferrailage des pieux	159
XI.6. CONCLUSION.....	159
CHAPITRE XII: ETUDE DE LA CULEE	55
XII.1. INTRODUCTION :	160
XII.2. IMPLANTATION DES CULEES :	160
XII.3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :	160
XII.3.1. Choix de la morphologie :	160
XII.3.2. Les éléments de prédimensionnement :	160
XII.4. STABILITE ET EVALUATION DES EFFORTS :	163
XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée :	163
XII.4.2. Evaluation des charges statiques sollicitant la culée :	164
XII.4.3. Evaluation des charges sismiques sollicitant la culée :	165
XII.4.3.1. Evaluations des charges sismiques permanentes :	165
XII.4.3.3. Evaluations des charges sismiques dues à la culée :	166
XII.4.3.5. Évaluation des charges sismiques dues au tablier :	167
XII.4.3.6. Les charges sismiques totales (culée + tablier) :	167
XII.4.4. Combinaisons d'action à L'ELA :	167
XII.4.5. Les combinaisons d'action :	168
XII.5. FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULEE :	169
XII.5.1. Les efforts sollicitant la culée :	169
XII.5.2. Ferrailage du mur frontal :	169
XII.5.3. Ferrailage du mur garde-grève :	170
XII.5.3.1. Evaluation des efforts :	170
XII.5.6. Ferrailage du mur en retour :	175
XII.5. ETUDE DE LA FONDATION :	178
XII.5.1. Etude et ferrailage de la semelle :	178
XII.5.1.1. Caractéristiques de la semelle :	178
XII.5.1.2. Les efforts agissant sur la semelle sous culée :	178
XII.5.1.3. Détermination du nombre de pieux :	178

XII.5.1.4. Effort revenant à chaque pieu :	179
XII.5.1.5. Ferrailage de la semelle :	180
XII.5.2. Etude et ferrailage des pieux :	181
XII.5.2.1. Action sur les pieux :	181
XII.6. CONCLUSION GENERALE	184
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE A :RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE	
ANNEXE B: GUYON MASSONET	
ANNEXE C: DIAGRAMMES DES EFFORTS INETRNES (RESULTAT DU LOGICIEL)	
ANNEXE D: TABLEAUX DE CALCUL	
ANNEXE E: FERRAILLAGE	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I. 1: Position de l'ouvrage sur google Earth	2
Figure I. 2: Vue en plan.....	3
Figure I. 3: Profil en long	3
Figure I. 4: Profil en travers	4
Figure I. 5: Carte de zonage sismique de l'Algérie « Reference RPOA 2008 »	5

Chapitre II :

Figure II. 1: Notation des dimensions de la poutre.	10
Figure II. 2: Notation des dimensions de la poutre.	13
Figure II. 3: schéma d'un pont de type bipoutre à pièces de pont.....	15
Figure II. 4: Notation utilisée	19
Figure II. 5: Section médiane sans hourdis	19
Figure II. 6: Section d'about sans hourdis	21
Figure II. 7: Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	22

Chapitre IV :

Figure IV. 1: Répartition des sections	30
Figure IV. 2: Les dimensions de l'entretoise.	31
Figure IV. 3: Les dimensions de la corniche.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV. 4: Système de charge Bc.....	37
Figure IV. 5: Système Bt.....	40
Figure IV. 6: système de charge Br	41
Figure IV. 7: Convoi MC120	42
Figure IV. 8: Convoi D240	43

Chapitre V :

Figure V. 1: Coupe longitudinale de la poutre	45
Figure V. 2: Schéma de la résultante de la charge (Bc)	49
Figure V. 3: Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc	49
Figure V. 4: Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc	50
Figure V. 5: Poutre sous la surcharge Bc à ($x=0L$).....	51
Figure V. 6: Poutre sous la surcharge Bc à ($x=L/4$).....	52
Figure V. 7: La résultante de la charge Bt.....	53
Figure V. 8: Poutre sous la surcharge Bt à ($x=0L$).....	54
Figure V. 9: Poutre sous la surcharge Bt à ($x=L/4$)	54
Figure V. 10: Poutre sous le chargement Br	55
Figure V. 11: Poutre sous la surcharge Br à ($x=0L$)	55
Figure V. 12: Poutre sous la surcharge Br à ($x=L/4$)	56
Figure V. 13: Poutre sous le chargement Mc120	57
Figure V. 14: Poutre sous la surcharge Mc120 à ($x=0L$).	57
Figure V. 15: Poutre sous la surcharge Mc120 à ($x=0.25L$).	57
Figure V. 16: Poutre sous le chargement D240.	58
Figure V. 17: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0L$).	59
Figure V. 18: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0.25L$).	59

Chapitre VI :

Figure VI. 1: Assimilation du réseau de poutres à une dalle orthotrope.....	62
Figure VI. 2: Plaque orthotrope équivalente	62
Figure VI. 3: Section médiane courante / Section médiane équivalente.....	65

Chapitre VII :

FigureVII. 1:Choix d'affaire	69
FigureVII. 2:Modélisation de la poutre	70
FigureVII. 3:Modélisation de la dalle	70
FigureVII. 4:Modélisation du tablier.....	71
FigureVII. 5:Exemple d'introduction des CCP	71
FigureVII. 6:Exemple d'introduction de surcharge de trottoir.....	71
FigureVII. 7: Exemple d'introduction de surcharge A(L) Pour 4 voies chargées	72
FigureVII. 8:Exemple d'introduction de surcharge BC pour 4 voies chargées	72
FigureVII. 9:Exemple d'introduction de surcharge du convoi D240.....	72
FigureVII. 10:Exemple d'introduction de surcharge militaire MC120.....	73
FigureVII. 11:Diagramme des moments fléchissant dus aux charges permanentes.	73
FigureVII. 12:Diagramme de l'effort tranchant due aux charges permanentes.	73
FigureVII. 13:Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison la plus défavorable a L'ELU (1.35G+1.35D240)	74
FigureVII. 14:Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELU (1.35G+1.35D240).....	74
FigureVII. 15: Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison la plus défavorable a L'ELS (G+D240).....	74
FigureVII. 16:Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS (G+ D240).....	75

Chapitre VIII :

Figure VIII. 1: Disposition des câbles en section d'about	82
Figure VIII. 2Disposition du câble.....	83
Figure VIII. 3:Disposition des câbles à l'about// Disposition des câbles à mi- travée	84
Figure VIII. 4:Trajectoire des câbles.....	84
Figure VIII. 5:Les sections de vérifications	96
Figure VIII. 6:Diagramme de contrainte normale sous chargement a $X=L/4$ (Phase 4)	104
Figure VIII. 7:Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage.	105
Figure VIII. 8:Dimensions du prisme.	106
Figure VIII. 9:Ferraillage de la zone d'ancrage de l'about	107
Figure VIII. 10:Section équivalente de la poutre.	108
Figure VIII. 11:Rupture de la bielle et du coin inférieur.....	110
Figure VIII. 12:Représentation de la bielle d'about.....	111
Figure VIII. 13:Rupture de coin inferieure	113
Figure VIII. 14:Ferraillage de la poutre	115

Chapitre IX :

Figure IX. 1:diagramme du moment fléchissant de la dalle.....	117
Figure IX. 2:section d'étude de ferraillage de la poutre.....	118
Figure IX. 3:choix des armatures longitudinales	119
Figure IX. 4:Schéma de ferraillage longitudinale de la dalle.....	120
Figure IX. 5:flèche due au poids propre.....	121
Figure IX. 6:flèche due à la précontrainte	121
Figure IX. 7:flèche maximale à l'ELS	122
Figure IX. 8:définition géométrique d'un appareil d'appui	123
Figure IX. 9:définition du souffle	129
Figure IX. 10:gamme des joints CIPEC.....	130
Figure IX. 11:joints de type JEP3	130

Chapitre X :

Figure X. 1:Modèle de calcul multimodale.....	137
---	-----

Figure X. 2: Spectre de réponse élastique $S_{ae}/g(T)$ - composante horizontale.....	137
Figure X. 3: Spectre de réponse élastique $S_{ae}/g(T)$ - composante horizontale.....	138
Chapitre XI :	
Figure XI. 1: coupe transversale de la pile.....	141
Figure XI. 2: coupe longitudinale de la pile.....	141
Figure XI. 3: modèle de calcul.....	142
Figure XI. 4: diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	143
Figure XI. 5: diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	143
Figure XI. 6: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	143
Figure XI. 7: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	143
Figure XI. 8: schéma explicatif des efforts sollicitant le chevêtre.....	146
Figure XI. 9: schéma explicatif.....	146
Figure XI. 10: schéma explicatif de la section de calcul du chevêtre.....	147
Figure XI. 11: coupe transversale du ferrailage du chevêtre.....	149
Figure XI. 12: coupe transversale et longitudinale du ferrailage du fut.....	152
Figure XI. 13: schéma explicatif de la méthode de bielle.....	153
Figure XI. 14: coupe transversale du ferrailage de la semelle.....	156
Figure XI. 15: Les réaction en tête des pieux.....	158
Figure XI. 16: coupe transversale du ferrailage des pieux.....	159
Chapitre XII :	
Figure XII. 1: Coupe longitudinale sur culée.....	162
Figure XII. 2: Coupe transversale sur culée.....	163
Figure XII. 3: la position de calcul des moments.....	164
Figure XII. 4: Poussée de terre sur le mur garde-grève.....	171
Figure XII. 5: Poussée de la charge B_c locale située en arrière-mur.....	172
Figure XII. 6 : Schéma statique de la dalle de transition.....	173
Figure XII. 7: Vue en 3D du mur en retour.....	176
Figure XII. 8: Moment M_{yy} sur le mur en retour avec le logiciel Robot.....	176
Figure XII. 9: Moment M_{xx} sur le mur en retour avec le logiciel Robot.....	177
Figure XII. 10: Schéma de la semelle sur culée.....	178
Figure XII. 11.: Ferrailage des éléments de la culées.....	184

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :	
Tableau II. 1: Analyse multicritères.....	18
Tableau II. 2: caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis	20
Tableau II. 3: caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre sans hourdis	21
Tableau II. 4: Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	22
Tableau II. 5: caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	23
Chapitre III :	
Tableau III. 1: Contrainte admissible de compression à l'ELU.....	26
Tableau III. 2: Contrainte admissible de compression à l'ELS.....	26
Tableau III. 3: Module de déformation longitudinale du béton (E) à 28 jours.....	26
Tableau III. 4: Module de déformation transversale du béton.....	27
Tableau III. 5: Valeurs de contrainte limite de traction.....	29
Chapitre IV :	
Tableau IV. 1: Poids propres des sections.....	31
Tableau IV. 2: Poids totale de tablier.....	34
Tableau IV. 3: valeurs de α_1	36

Tableau IV. 4: valeurs de V_0	36
Tableau IV. 5: Charge A (L) par voie	37
Tableau IV. 6: Les valeurs de coefficient bc	38
Tableau IV. 7: Charge (B_c) par voie	39
Tableau IV. 8: valeurs de bt	40
Tableau IV. 9: Charge (B_t) par essieu	41
Tableau IV. 10: valeurs de charge (B)	41
Tableau IV. 11: valeurs de l'effort de freinage du système A(l)	44
Chapitre V :	
Tableau V. 1: Moments fléchissant et efforts tranchants dus au poids propre	46
Tableau V. 2: Moments fléchissant et efforts tranchants dus surcharge A(L)	47
Tableau V. 3: Moments fléchissant et efforts tranchants dus aux surcharges	48
Tableau V. 4: Moments fléchissant dus surcharge B_c	51
Tableau V. 5: Efforts tranchants dus surcharge B_c	52
Tableau V. 6: Moments fléchissant dus surcharge B_t	53
Tableau V. 7: Efforts tranchants dus surcharge B_t	55
Tableau V. 8: Moment fléchissant et efforts tranchants dus à la surcharge B_r	56
Tableau V. 9: Moment fléchissant et efforts tranchants dus au surcharge M_{c120}	58
Tableau V. 10: Moment fléchissant et efforts tranchants dus au surcharge D240	60
Chapitre VI :	
Tableau VI. 1: Valeurs de K_0 pour $\theta = 1.055$	66
Tableau VI. 2: Valeurs de K_1 pour $\theta = 1.055$	67
Tableau VI. 3: Valeurs de K_α pour $\theta = 1.055$	67
Tableau VI. 4: Valeurs $K_{\alpha de}$ pour les poutres	67
Tableau VI. 5: Valeurs de $K_{\alpha moy}$ et moments réels dans chaque poutre a $X=L/2$	68
Tableau VI. 6: Les combinaisons des moments a L'ELU et L'ELS	68
Chapitre VII :	
Tableau VII. 1/ Les valeurs des sollicitation max sous combinaison (à ELS et ELU) Pour la poutre la plus sollicitée	75
Tableau VII. 2 : Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT	76
Chapitre VIII :	
Tableau VIII. 1: Caractéristiques de la poutre a mi-travée	78
Tableau VIII. 2: Vérification des contraintes à la mise en tension	82
Tableau VIII. 3: Caractéristiques du tracé des câbles a l'about	86
Tableau VIII. 4: Valeurs des pertes dues aux frottements.	87
Tableau VIII. 5 : Valeurs de L, K et d pour chaque câble	88
Tableau VIII. 6: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage	88
Tableau VIII. 7: Pertes dues au raccourcissement a l'about	89
Tableau VIII. 8: Pertes dues au raccourcissement a l'extrados	90
Tableau VIII. 9: Pertes instantanées totales aux différentes sections	90
Tableau VIII. 10: perte par relaxation pour chaque câble	92
Tableau VIII. 11: Les pertes dues au fluage du béton	93
Tableau VIII. 12: Pertes différés totales	93
Tableau VIII. 13: Pertes totales	94
Tableau VIII. 14: Phases de construction	95
Tableau VIII. 15: Limitation des contraintes	96
Tableau VIII. 16: Caractéristiques nettes des sections de calcul.	97
Tableau VIII. 17: La distance entre les câbles et la fibre inférieure	98
Tableau VIII. 18: Les caractéristiques de chaque phase de vérification	98

Tableau VIII. 19:Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2	99
Tableau VIII. 20:Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4	99
Tableau VIII. 21:Valeurs de τ	100
Tableau VIII. 22:Valeurs de σ_x	101
Tableau VIII. 23:Vérification des contraintes tangentielles.....	101
Tableau VIII. 24:Détermination de l'angle β_u	102
Tableau VIII. 25:Vérification de la contrainte de traction	106
Tableau VIII. 26:Vérification de la contrainte de compression	106
Tableau VIII. 27:Contraintes de compression et de cisaillement.....	108
Tableau VIII. 28:Effort tranchant V_x	109
Tableau VIII. 29:Récapitulation du ferrailage de la zone d'about.	110
Tableau VIII. 30:Calcule P.....	111
Chapitre IX :	
Tableau IX. 1:choix des armatures transversales	119
Tableau IX. 2:choix des armatures longitudinales	119
Tableau IX. 3:caractéristiques de l'appareil d'appui	124
Chapitre X :	
Tableau X. 1:Modes propres	139
Tableau X. 2:les composantes de la force sismique dans les directions longitudinale, transversale et verticale.	139
Chapitre XI :	
Tableau XI. 1:caractéristiques de la pile	140
Tableau XI. 2:dimensions du chevron	140
Tableau XI. 3:dimensions des futs	140
Tableau XI. 4:dimensions de de la pile	141
Tableau XI. 5:réactions de la pile.....	142
Tableau XI. 6:valeurs des efforts sollicitant aux états limites.....	144
Tableau XI. 7: récapitulatif des choix d'armatures	145
Tableau XI. 8:efforts agissants sur les futs	150
Tableau XI. 9:combinaisons des efforts à l'ELS.....	150
Tableau XI. 10:combinaisons des efforts à l'ELU	151
Tableau XI. 11:combinaisons des efforts	151
Tableau XI. 12:efforts appliqués à la pile	153
Tableau XI. 13:combinaisons des efforts à l'ELU	157
Tableau XI. 14:combinaisons des efforts à l'ELU	157
Tableau XI. 15:réactions en tête des pieux à l'ELS	157
Tableau XI. 16:réactions en tête des pieux à l'ELU.....	158
Chapitre XII :	
Tableau XII. 1:Implantation des culées 1	160
Tableau XII. 2:dimensions des éléments de la culée.....	162
Tableau XII. 3:Valeurs des coefficients de poussée.....	164
Tableau XII. 4:Les efforts dus aux charges permanentes de la culée	165
Tableau XII. 5:Les efforts dus au tablier.....	165
Tableau XII. 6:charges sismique permanents	165
Tableau XII. 7:Valeurs de la poussée dynamique.....	166
Tableau XII. 8:Somme des efforts sismiques dus à la culée.....	166
Tableau XII. 9:Efforts sismiques du tablier agissant sur la culée	167
Tableau XII. 10:les charges sismiques totales	167
Tableau XII. 11:Les efforts extrêmes due au poids propre à L'ELA.....	168
Tableau XII. 12:Les combinaisons d'action à L'ELA à la base de la semelle.....	168

Tableau XII. 13:Sollicitation max des combinaisons de charges à la base de la semelle.	168
Tableau XII. 14:Les efforts sollicitant la culée	169
Tableau XII. 15: Les sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal.....	170
Tableau XII. 16:Rapport (M_P/K) pour différentes valeurs de h [Guide SETRA PP73 1.3.2]	172
Tableau XII. 17:Les sollicitations les plus défavorables sur le mur garde-grève.	173
Tableau XII. 18:Les efforts agissant sur la dalle de transition	174
Tableau XII. 19:Les sollicitations les plus défavorables sur la dalle de transition	174
Tableau XII. 20:Les sollicitations les plus défavorables sur Le corbeau	175
Tableau XII. 21:Sollicitation max des combinaisons de charges à la base de la semelle.	178
Tableau XII. 22:Les charges admissibles des pieux.....	179
Tableau XII. 23:Effort max revenant à chaque pieu et vérification de résistance	179
Tableau XII. 24:les efforts en tête des pieux.....	182

LISTES D'ABREVIATION



A : Coefficient d'accélération sismique.
A_S : Section d'armature.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CP : Charges permanentes.
CW : Chemin de Wilaya.
E : Module d'élasticité longitudinale.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton.
FL : Force sismique longitudinale.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{peg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
FT : Force sismique transversale.
f_{tj} : Résistance caractéristique de calcul à la traction du béton.
f_y : Limite d'élasticité de l'acier.
FV : Force sismique verticale.
g : Accélération de pesanteur.
G : Module de cisaillement.
GMB : Guyon Massonet Barré.
HA : Haute adhérence.
H_{fl+v} : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et fluage.
H_T : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
K : Coefficient de répartition transversale (méthode de GM).
Ki : Raideur.
PK : Point kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
PRAD : Ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
V : Distance verticale entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section.
V' : Distance verticale entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
τ : Contrainte tangentielle.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر المتواجد على مستوى الطريق السيار شرق غرب بين النقطة الكيلومترية 15+463.35 و النقطة 15+553.65 في ولاية معسكر ضمن مشروع الطرق الرابط بين ولاية الجزائر وولاية تلمسان .
بدأنا عملنا هذا بتقديم ملخص حول خصائص المشروع، ثم توجهنا للتصميم العام للجسر حيث قمنا باختيار 3 خيارات :
روافد خرسانية مسبقة الاجهاد لاحقة الشد، روافد خرسانية مسبقة الاجهاد عن طريق الشد المسبق، روافد معدنية مع بلاطة خرسانية، حيث قمنا باختيار الاحسن استنادا على تحليل متعدد المعايير ، لذلك اخترنا جسر روافد خرسانية مسبقة الاجهاد لاحقة الشد.
بعد ذلك قمنا بدراسة البنية الفوقية و التحتية للجسر، مروراً بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية و دراسة مختلف العناصر المكونة للجسر، استنادا على المعايير المعمول بها في الجزائر و باستعمال برامج انشائية.
الكلمات المفتاحية : تصميم، روافد، خرسانة سابقة الاجهاد، لاحقة الشد، الشد المسبق، بنية فوقية، بنية تحتية، التجهيزات

RESUME

Le travail de notre mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du pont situé au niveau de l'autoroute Est-Ouest entre le point kilométrique 15 + 463,35 et le point 15 + 553,65 dans la wilaya de Mascara, dans le cadre du projet routier reliant la wilaya d'Alger et de la wilaya de Tlemcen.

Nous avons commencé notre travail en donnant une présentation des caractéristiques du projet, puis nous sommes passés à la conception générale du pont, où nous avons la comparaison des 3 variantes : poutres en béton précontraint par post-tension, poutres en béton précontraint par pré-tension, pont mixte, où nous avons choisi la meilleure en fonction de plusieurs critères d'analyse. Nous avons donc choisi un pont à poutres en béton précontraint par post-tension.

Nous avons ensuite étudié la superstructure et l'infrastructure du pont, y compris les calculs de précontrainte, les études sismiques et une étude des différents éléments composant le pont, en se basant sur les normes en vigueur en Algérie et à l'aide des logiciels de calculs.

Mots clés: conception, poutres, béton précontraint, post-tension, pré-tension, superstructure, infrastructure, équipements.

ABSTRACT

This work is part of the design and study of the bridge located on the east-west highway between kilometer point 15 + 463.35 and point 15 + 553.65 in the wilaya of Mascara, as part of the road project linking the wilaya of Algiers and the wilaya of Tlemcen. We started our work by providing a presentation of the project characteristics, then we moved on to the general design of the bridge, where we chose 3 variants: post-tensioned concrete beams, pre-tensioned concrete beams, and mixed beams. We chose the best according to several analysis criteria and therefore chose a bridge with post-tensioned concrete beams. We then studied the superstructure and infrastructure of the bridge, including prestressing calculations, seismic studies, and a study of the different elements composing the bridge, based on the standards in force in Algeria and using software calculations.
Key words: Design, beams, prestressed concrete, post-tension, pre-tension, superstructure, infrastructure, equipment.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est une aubaine pour nous élèves ingénieurs d'exposer nos savoirs acquis tout au long des cinq années d'études à l'école, mais aussi de faire en sorte de gommer nos lacunes lors de la réalisation du projet pour en sortir à la fin avec des progrès.

Afin de développer l'infrastructure de transport de notre pays pour améliorer les conditions de vie de la population nous avons besoins de construire un nombre important d'ouvrage d'art parmi eux nous trouvons les ponts et viaducs.

Le pont est un ouvrage en élévation construit in-situ permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, vallée, autoroute ou voie ferrée).

Lors du dimensionnement d'un pont plusieurs disciplines interviennent, tel que la statique, la dynamique et la résistance des matériaux.

Notre projet sera structuré comme suit :

- Chapitre I : présentation de l'ouvrage.
- Chapitre II : conception et pré-dimensionnement.
- Chapitre III : caractéristiques des matériaux.
- Chapitre IV : calcul des charges et surcharges
- Chapitre V : répartition longitudinale des efforts.
- Chapitre VI : répartition transversale des efforts.
- Chapitre VII : Modélisation de tablier (Logiciel ROBOT)
- Chapitre VIII : étude de la précontrainte.
- Chapitre IX : étude du tablier et des équipements.
- Chapitre X : étude sismique.
- Chapitre XI : étude de la pile.
- Chapitre XII : étude de la culée.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un ouvrage d'art requiert une connaissance étendue des diverses informations fonctionnelles, environnementales et naturelles. Ces informations sont essentielles pour répondre aux exigences de sécurité et de confort durant la phase d'exploitation du pont. Ce chapitre se concentrera sur la collecte, l'exploitation et l'analyse des données pertinentes pour notre pont. Cette démarche nous permettra de mieux comprendre les défis spécifiques liés à la conception et à l'étude de notre ouvrage.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre étude porte sur la conception et le calcul d'un pont routier inscrit dans le projet de l'autoroute Est-Ouest (lot Ouest section W4), qui relie Alger à Tlemcen en contournant la wilaya de Mascara au PK 15+505.5. Ce pont est destiné à franchir l'Oued Addad sur une longueur totale de 90.30 mètres.



Figure I. 1: Position de l'ouvrage sur google Earth

I.2.1. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles d'un ouvrage se répartissent en deux catégories distinctes :

- a) Les données relatives à la voie portée comprennent :
 - Le tracé en plan, qui définit la position et la géométrie de la voie sur le terrain.
 - Le profil en long, qui décrit les variations d'altitude de la voie le long de son axe.
 - Le profil en travers, qui représente la section transversale de la voie, incluant les dimensions et les caractéristiques de la chaussée et des accotements.

- b) Les données relatives à l'obstacle franchi concernent les gabarits à respecter en fonction de l'obstacle à traverser.

I.2.1.1. Tracé en plan :

La structure géométrique de l'ouvrage est biaisée de longueur de 90.30 mètres.

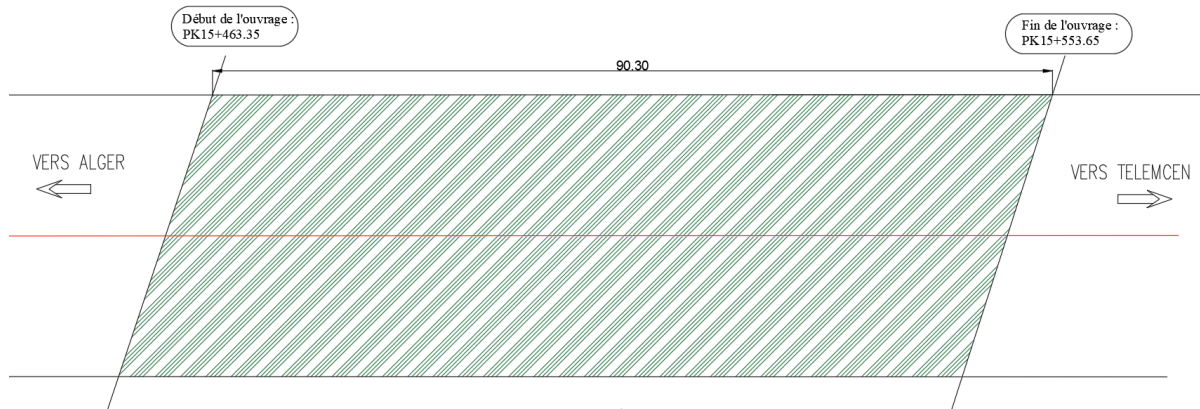


Figure I. 2:Vue en plan

I.2.1.2. Profil en long :

Dans le sens de la progression kilométrique (PK), le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente longitudinale progressive.

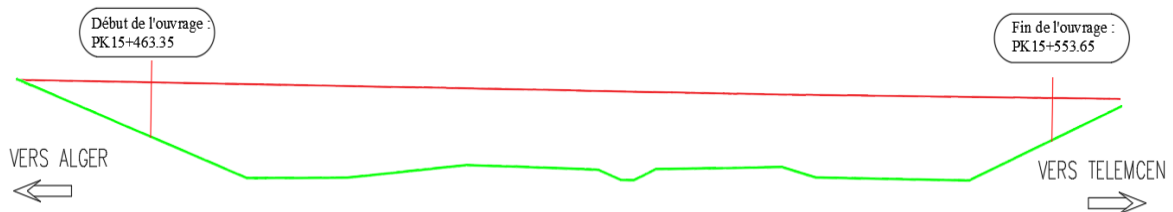


Figure I. 3:Profil en long

I.2.2.3. Profil en travers :

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur totale de la chaussée : 30 m
- Dévers : en toit $P=2.5\%$ et $P=-2.5\%$

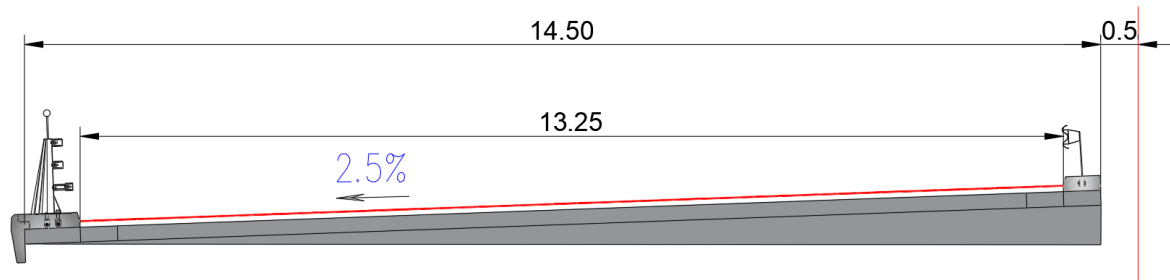


Figure I. 4: Profil en travers

I.2.2. Données géotechniques :

Une bonne connaissance des caractéristiques du terrain est indispensable dans un projet de construction d'un pont car elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et pour les fondations des appuis.

⇒ Travaux de reconnaissance

Les travaux de prospection se sont effectués suivant la structure du pont, l'envergure ainsi que les traits distinctifs de la lithologie de la zone, les essais des sols et des roches, les essais in-situ :

- ♣ Des essais pressiométriques effectués sur toute la longueur de l'ouvrage ;
- ♣ Des sondages carottés.

⇒ Topographie et géomorphologie

La géomorphologie de la zone de l'emplacement du pont est constituée de plaines alluvionnaires, d'un relief plat et vaste, l'altitude terrestre est de 36.0-37.0m environ, d'une couverture végétale développée.

⇒ La lithologie de la formation

La couche d'assise de la zone de l'emplacement du pont est d'une structure simple. La partie supérieure est constituée de sol lâche et entassé du quaternaire.

Suivant les bornes des profondeurs des trous de prospection, et suivant les structures des sols et des roches de la zone, la déposition des roches, ainsi que leurs structures physicomécaniques, nous pouvons classer les roches et les sols de la zone du pont en cinq (5) groupes :

- ① Terre végétale (TV), constituée d'argiles, de couleur gris-brun, lâche, avec des racines. L'épaisseur de la couche est de 0,5 à 0,6 m ;
- ② Argiles peu plastiques (AP) : de couleur gris-brun, très dure, le sol est homogène, contenant quelques blocs de calcaire et localement assez de limon. L'épaisseur de cette couche est de 4,5 à 4,6 m ;

③ Argiles peu plastiques (AP): de couleur gris-brun et gris-jaune, bien cimentée, dure, le sol est homogène, contenant quelques blocs de calcaire blanc et localement assez de limon. L'épaisseur de cette couche est de 10,5 à 11 m ;

④ Argiles peu plastiques (AP): de couleur gris-brun , dure, le sol est homogène, contenant quelques blocs de calcaire blanc et localement assez de limon et des couches de limon très molles. L'épaisseur de cette couche est de 6,1 à 7 m ;

⑤ Argiles peu plastiques (AP): de couleur gris-jaune et gris-vert, à moitié dure, le sol est hétérogène, contenant quelques des grains de sable et des blocs de calcaire. L'épaisseur de cette couche est de 7,7 à 12,8 m.

I.2.3. Données sismologiques :

Voici une carte qui représente les zones sismiques en Algérie. Cette classification est faite par Wilaya.

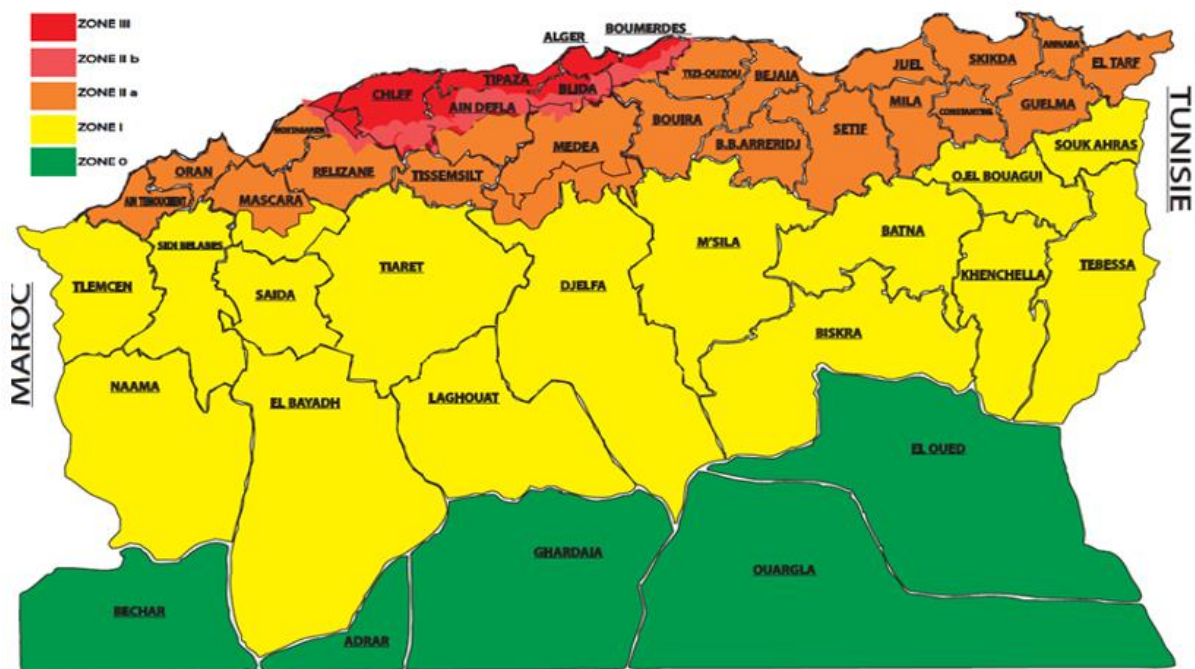


Figure I. 5: Carte de zonage sismique de l'Algérie « Reference RPOA 2008 » .

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, la wilaya de mascara (la section W4) est en Zone IIa (zone de sismicité moyenne). Le pont appartient au Groupe 2, alors le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cet ouvrage sera de $A = 0,20$.

I.2.4. Données climatiques :

Humidité d'environnement : $\phi_h = 55\%$

I.2.4.1. Température :

Il est essentiel de prendre en compte les effets de la température lors du calcul des constructions, notamment au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Voici un résumé des moyennes climatiques sur la totalité de l'année à Mascara :

- Température minimale annuelle : 11°C
- Température moyenne annuelle : 18°C
- Température maximale annuelle : 25°C¹

Selon RCPR : Mascara appartient au zone I (Climat tempéré), ainsi les températures extrêmes :

$T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$ et $T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$

I.2.4.2. Vent :

Les efforts induits par le vent sur les structures sont déterminés conformément au (RCPR). Pour les ouvrages en cours de construction, une surcharge du vent répartie de 1.250 kN/m² est généralement considérée pour prendre en compte ces forces sur la structure. Cette charge est calculée et appliquée de manière appropriée pour garantir la résistance et la stabilité de l'ouvrage face aux conditions venteuses.

I.3. CONCLUSION :

En conclusion, la conception et l'étude d'un pont sont des processus complexes nécessitant une compréhension approfondie des différents aspects techniques, fonctionnels et environnementaux. À travers ce chapitre introductif, nous avons mis en lumière l'importance de ces étapes dans le cadre de projets d'infrastructures routières majeurs tels que l'autoroute Est-Ouest. Nous avons également souligné l'importance de prendre en compte les données fonctionnelles et les effets externes tels que la température et le vent lors de la conception et du calcul des structures.

¹ <https://www.okvoyage.com/quand/algerie/dz-mascara/>

CHAPITRE II
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

L'objectif est de déterminer la solution la plus économique respectant les contraintes imposées. Pour obtenir le meilleur choix, on doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

II.2. CHOIX DES VARIANTES :

La conception et le pré dimensionnement d'un pont représentent des étapes initiales cruciales dans la réalisation d'une infrastructure durable et fonctionnelle. Ces phases nécessitent une approche holistique intégrant des considérations techniques, environnementales, économiques et sociales pour aboutir à une solution d'ingénierie robuste et efficace.

Dans ce chapitre, nous définissons des variantes de pont les plus adaptées en fonction de critères spécifiques, notamment :

-Les données fonctionnelles telles que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver.

-La nature de l'obstacle à franchir.

À partir de ces critères, nous avons sélectionné trois variantes :

- **VARIANTE N°01** : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP
- **VARIANTE N°02** : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension
- **VARIANTE N°03** : Pont mixte bipoutres à pièces de pont

II.2.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP

Le pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension est généralement économique pour des portées de longueur comprise entre 30 et 50 m [VIPP SETRA].

Notre ouvrage est destiné à franchir l'Oued Addad sur une longueur totale de 90 mètres, alors pour la conception, on a choisi 3 travées de 30 mètres avec 2 piles et 2 culées.

1) Les avantages et les inconvénients :

a) Les avantages :

- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution et augmenter la qualité de l'ouvrage
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien
- Possibilité de franchir des grandes portées
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage

b) Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication ;
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente

2) Prédimensionnement du tablier :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP 1996].

-Les poutres :

Entraxe entre deux poutres λ :

$$1.5 < \lambda < 2.5 \rightarrow \text{On a choisi : } \lambda = 1.66m$$

Nombre des poutres :

$$N = \left(\frac{La}{\lambda} \right) + 1$$

Avec : La : Larguer du tablier

$$\text{Alors : } N = \left(\frac{14.5}{1.66} \right) + 1 = 9 \text{ Poutres}$$

On a : 9 poutres avec un entraxe de 1.66m

a) L'élancement des poutres :

L'élancement des poutres h_t (poutre + hourdis) varie entre :

$$\frac{l}{20} \leq h_t \leq \frac{l}{17}$$

$$\text{Avec : } l = 30 - 1 = 29m \text{ alors : } 1.45m \leq h_t \leq 1.7m$$

Alors on prend : $h_t = 1.7m$ (poutre + hourdis)

$$\text{Alors : } h_p = 1.5m$$

Et l'épaisseur de l'hourdis $h_{hourdis} = 0.2m$

b) Épaisseur de l'âme :

En travée :

$$0.2m \leq b_0 \leq 0.22m \rightarrow \text{On prend : } b_0 = 0.2m$$

Au niveau des appuis :

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $b_0 = 0.6m$

c) Table de compression :

Largeur de table de compression

La largeur de table de compression est : $b_{tc} \geq 0.6h$, avec $h=1.55m$

$$b_{tc} \geq 0.6 \times 1.5 = 0.9 \rightarrow \text{on prend : } b_{tc} = 1.2m$$

Epaisseur de table de compression : dans le cas le plus fréquent $e_t \geq 10cm$

On prend : $e_{tc} = 10cm$

Le gousset de table de compression :

La jonction de l'âme et la table de compression est assurée par un gousset supérieur.

$$\text{En travée : } \begin{cases} \alpha_1 = 9.5^\circ \text{ avec } e_1 = 5cm \\ \alpha_2 = 45^\circ \text{ avec } e_2 = 15cm \end{cases}$$

Sur appuis : $\alpha_1 = 9.5^\circ$ avec $e_1 = 5cm$

d) Talon :

Largeur de talon : la largeur de talon est comprise entre 0.6m et 0.9m

$$0.6m \leq b_t \leq 0.9m \rightarrow \text{on prend : } b_t = 0.6m$$

Epaisseur de talon : l'épaisseur de talon est comprise entre 0.1m et 0.2m

$$0.1m \leq e_t \leq 0.2m \rightarrow \text{on prend : } e_t = 0.2m$$

Le gousset de talon :

Pour la poutre intermédiaire :

On prend $\alpha_{gt} = 45^\circ \rightarrow$ alors : $e_{gt} = 0.2m$

Alors les dimensions de gousset inférieur sont voisines de $0.2m \times 0.2m$

-L'entretoise :

Epaisseur : $e=25cm$

Hauteur : $h=1m$

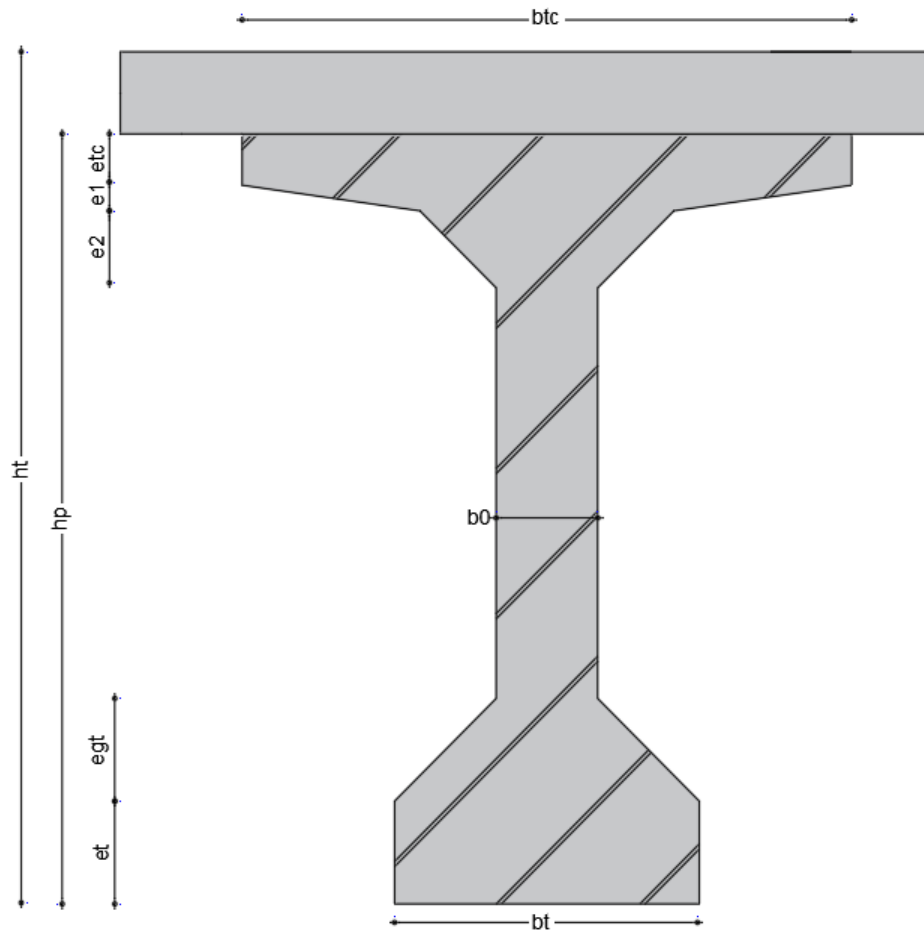
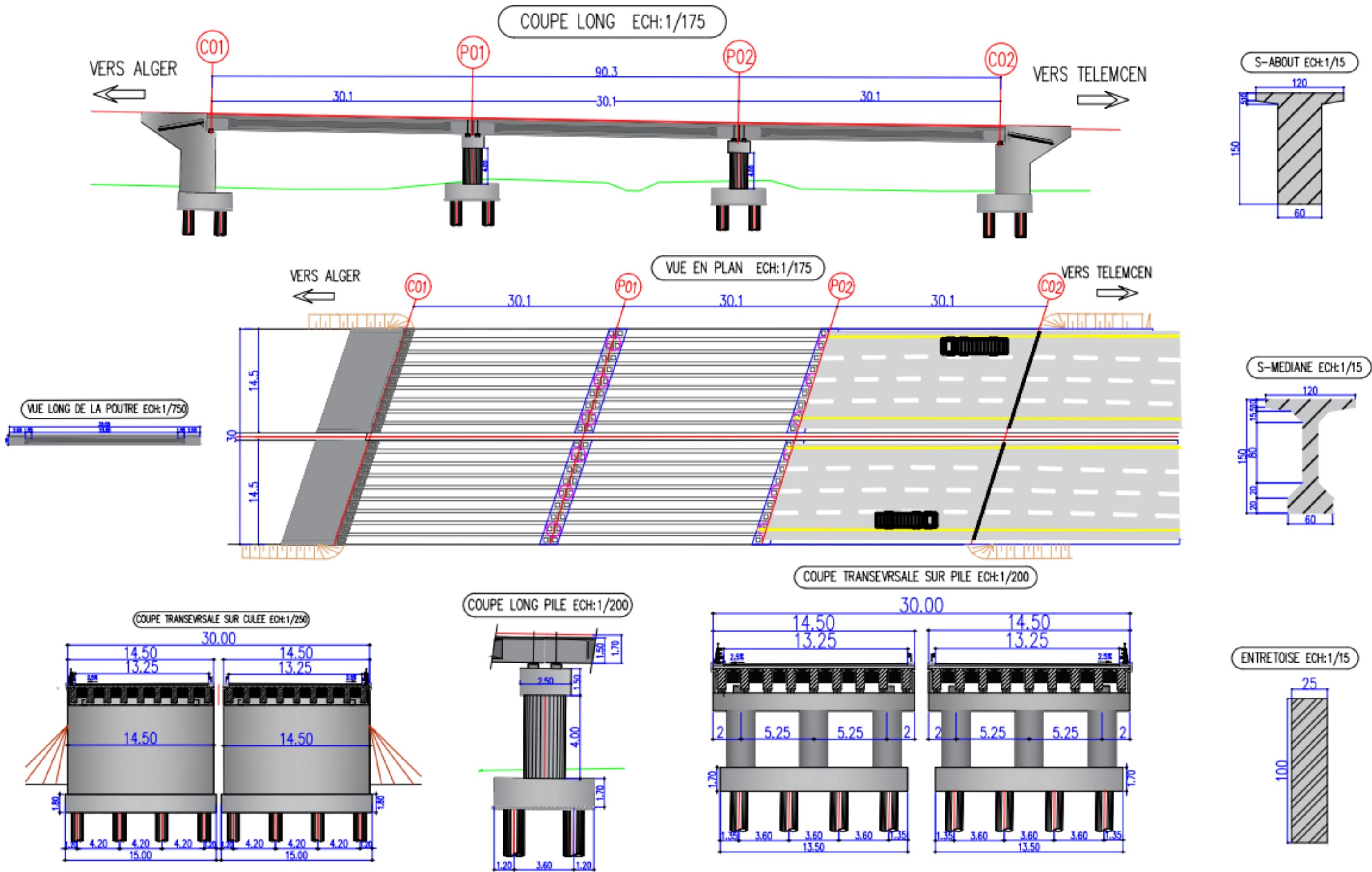


Figure II. 1: Notation des dimensions de la poutre.



Réalisé par	Projet de fin d'étude	Chapitre II	Variante N°01	Page	
LAKHAL Norelhouda DJELOUAH Latifa	Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur autoroute est-ouest entre PK15+463.35 et PK15+553.65 dans la wilaya de Mascara	Conception et prédimensionnement	Pont à poutre en béton précontraint par post-tension	11	

II.2.2. VARIANTE N°02 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension

Les poutres précontraintes par pré-tension (également dites précontraintes par adhérence) recouvrent, quant à elles, une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres [PRAD SETTRA]. Pour cette variante on a choisi 3 travées de 30mètres, avec deux piles et deux culées.

1) Les avantages et les inconvénients :

L'avantage de ce type d'ouvrage réside essentiellement dans :

- La maîtrise de la qualité des poutres, car celles-ci sont fabriquées en usine.
- L'absence d'échafaudage pour la construction du tablier, qui procure un gain de temps appréciable, notamment pour les sites difficiles d'accès.

Les inconvénients :

- L'élancement habituel des ouvrages utilisant des poutres précontraintes par pré-tension, principalement dans le cas des travées isostatiques, conduit à des épaisseurs de tablier sensiblement plus fortes que celles des ponts-dalles continus.
- Le nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose et la mise en tension des câbles.
- Le mode de fabrication des poutres, qui sont réalisées sur des bancs de préfabrication de grande longueur, nécessite un fond de moule horizontal, ce qui ne permet pas de compenser la contre flèche due aux effets de la précontrainte par une flèche initiale du coffrage.
- Certains ouvrages PRAD présentent un aspect esthétique beaucoup moins satisfaisant que des ouvrages continus de mêmes portées

2) Pré dimensionnement du tablier :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [PRAD 1996].

Entraxe entre deux poutres :

$$0.8 \leq d \leq 1 \text{ m}$$

On a choisi : $d = 1 \text{ m}$

Le nombre des poutres :

$$N = (L_a / d) + 1$$

L_a : largueur du tablier

d : entraxe entre deux poutres

$$N = (14,5/1) + 1 = 14$$

On a 14 poutres

Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0 :

Pour un hourdis général

$$18 < h_0 < 20 \text{ cm}$$

on fixe $h_0 = 20 \text{ cm}$

La hauteur des poutres :

$$L/20 < h_t < L/18$$

$$1.45 < h_t < 1.61 \text{ m} \quad \text{pour } L = 30 - 1 = 29 \text{ m}$$

On a choisi $h_t = 1.5 \text{ m}$
 $h_p = h_t - 20 \text{ cm} = 1.3 \text{ m}$
20 cm pour l'hourdis

L'épaisseur de l'âme :

Pour une poutre en I avec épaissement rectangulaire aux abouts (blochets)

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

On a choisi $e = 15 \text{ cm}$

La largeur de talon :

$$40 \leq L_t \leq 60 \text{ cm}$$

On a choisi $L_t = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur de talon :

$$10 \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$$

On fixe $e_t = 15 \text{ cm}$

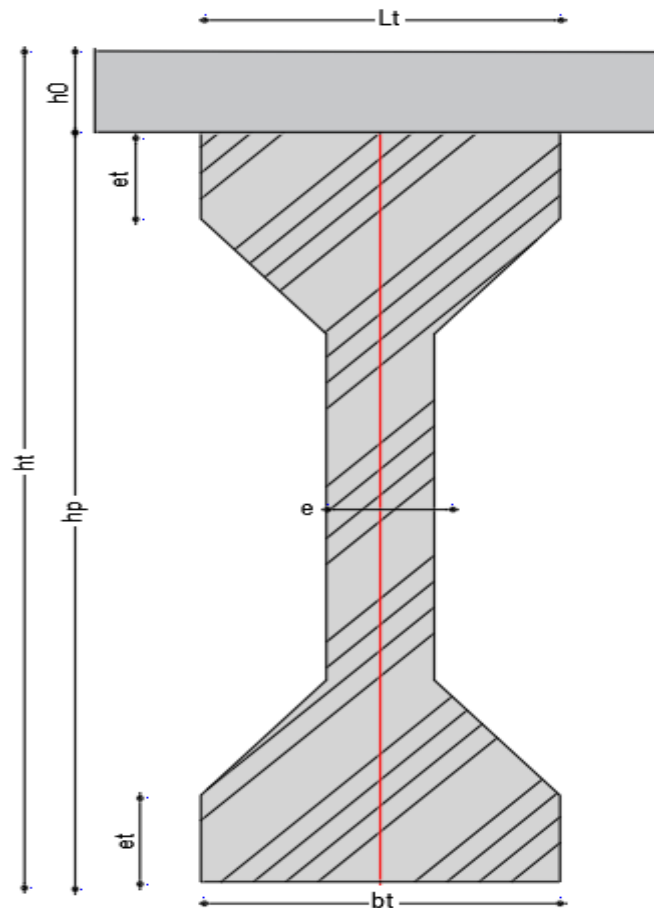
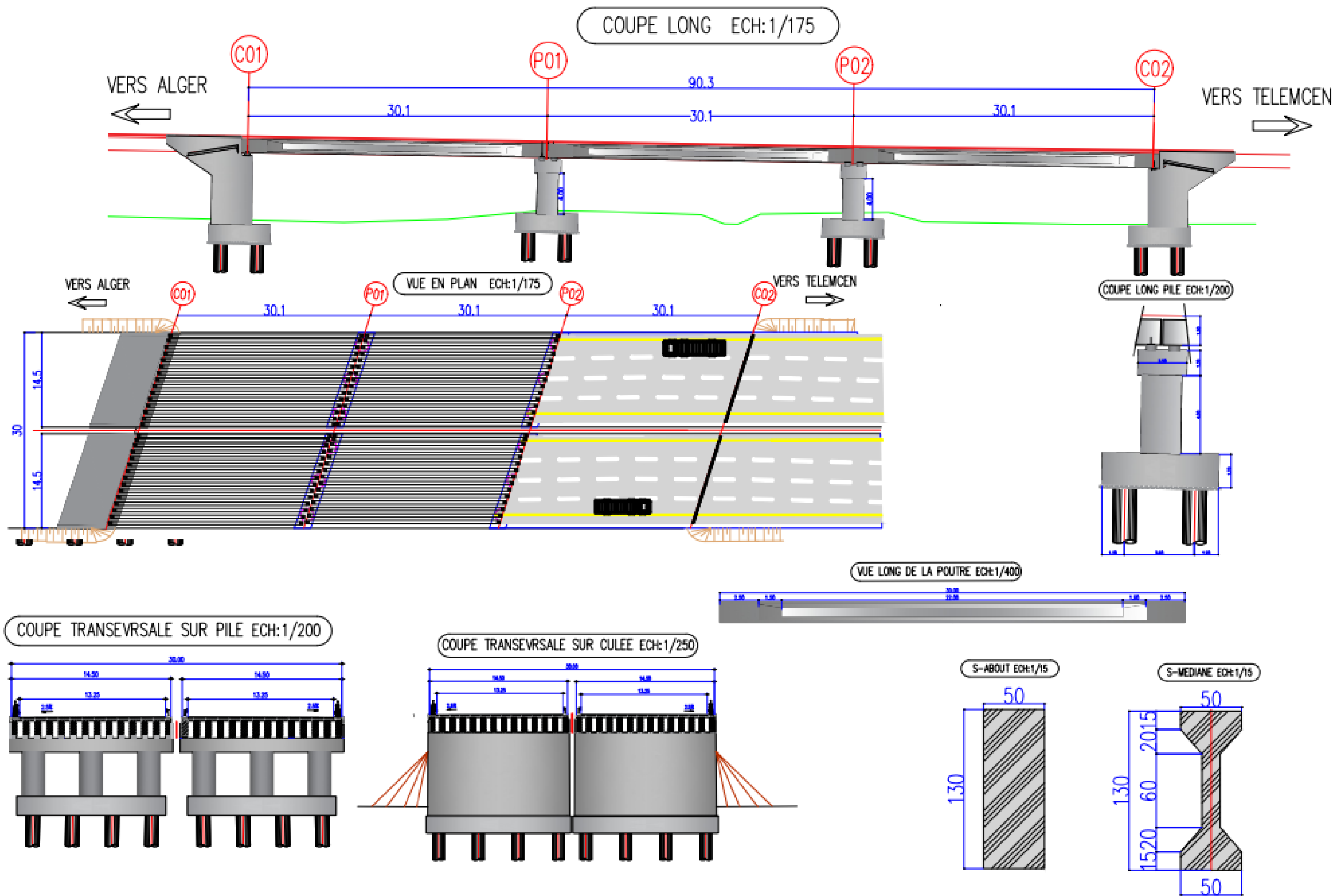


Figure II. 2: Notation des dimensions de la poutre.



Réalisé par	Projet de fin d'étude	Chapitre II	Variante N°02	Page	
LAKHAL Norelhouda DJELOUAH Latifa	Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur autoroute est-ouest entre PK15+463.35 et PK15+553.65 dans la wilaya de Mascara	Conception et prédimensionnement	Pont à poutre en béton précontraint par pré-tension	14	

II.2.3. VARIANTE N°03 : Pont mixte bipoutres à pièces de pont

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 et 90 m environ pour les travées indépendantes. [Conception des ponts-CALGARO-]

1) Les avantages et les inconvénients :

a) Les avantages :

- Rapidité globale de l'exécution.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Capacité d'extension et de réparation.
- Rentabilité lors de la construction et efficacité en matière de recyclage après démolition, garantissant ainsi le respect de l'environnement.
- Possibilité de préfabrication industrielle dans des ateliers protégés des intempéries, avec un contrôle qualité rigoureux.

b) Les inconvénients :

- Le principal problème des ponts mixtes réside dans le phénomène de fatigue au niveau des assemblages.
- Risque de déformation et d'inclinaison des poutres principales.
- Exige une main-d'œuvre qualifiée, notamment pour le soudage.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à chaque étape importante du montage.

2) Prédimensionnement du tablier :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [Ponts mixtes acier-béton bipoutres 1985 et CALGARO]

Longitudinalement on a proposé 3 travées de 30m.

Transversalement : Le tablier est d'une largeur de 14.5 m donc elle est supérieure à 14m donc on utilise un ouvrage de type bipoutre à pièces de pont.

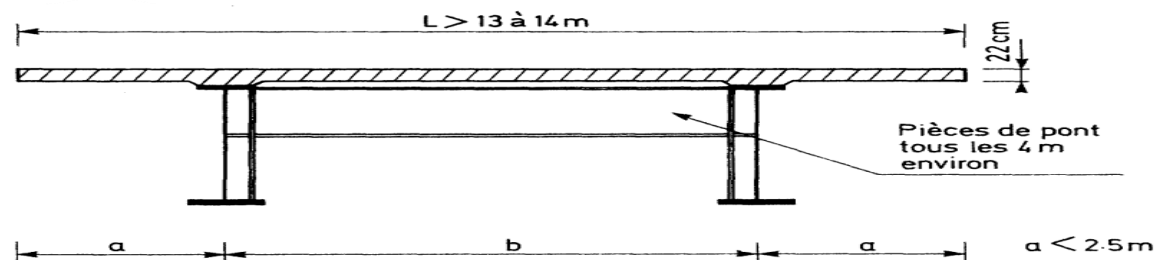


Figure II. 3:schéma d'un pont de type bipoutre à pièces de pont.

L'entraxe des poutres : $b=10\text{m}$ et $a=2.25\text{m}$

Epaisseur de la dalle : $e=22\text{cm}$

Les poutres principales :

Hauteur des poutre : $h_p = \frac{l}{22} = \frac{29}{22} = 1.3m$

Epaisseur de l'ame : $t_w \geq 0.005h_w = 7mm$ et $t_w \geq 12mm$

On prend : $t_w = 20mm$

Largeur de semelle superieure : $b_{sup} = 500mm$

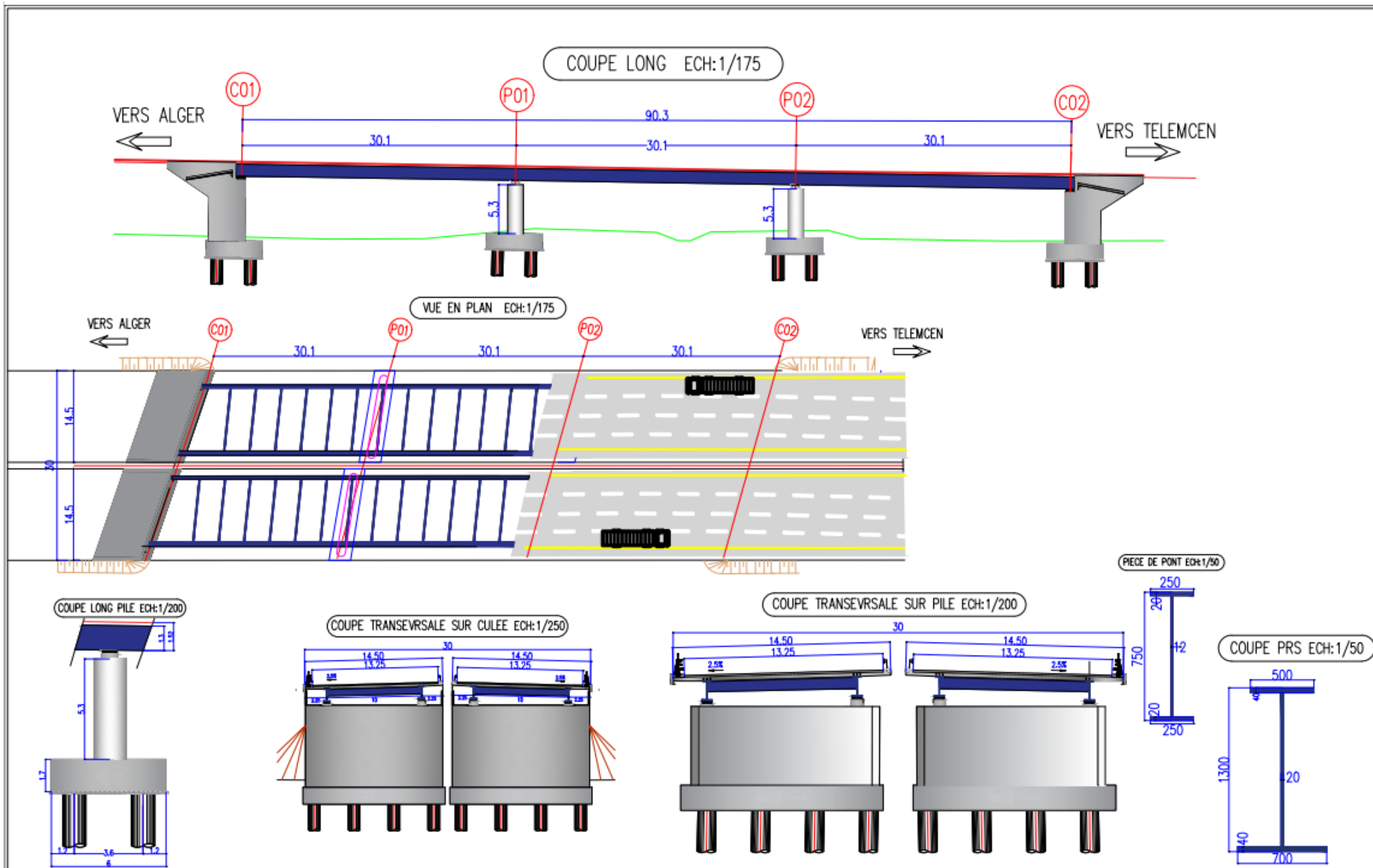
Largeur de semelle inferieure : $500mm \leq b_{inf} \leq 700mm \rightarrow$ on prend : $b_{inf} = 700mm$

Epaisseur des semelles superieure : $20mm \leq t \leq 150mm \rightarrow$ On prend : $t = 40mm$

Pièces de pont :

Ame $\left\{ \begin{array}{l} \text{Epaisseur } e : \text{entre } 10 \text{ et } 12 \text{ mm , on prend } e = 12mm \\ \text{Hauteur } h : \text{entre } \frac{l}{10} \text{ et } \frac{l}{15}, \text{ on prend } h = 750mm \end{array} \right.$

Membrure $\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur } b : \text{entre } 220 \text{ et } 300mm , \text{ on prend: } b = 250mm \\ \text{Epaisseur : } t = 20mm \end{array} \right.$



Réalisé par	Projet de fin d'étude	Chapitre II	Variante N°03	Page	
LAKHAL Norelhouda DJELOUAH Latifa	Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur autoroute est-ouest entre PK15+463.35 et PK15+553.65 dans la wilaya de Mascara	Conception et prédimensionnement	Pont mixte bi-poutre	17	

II.3. ANALYSE MULTICRITERES :

Tableau II. 1:Analyse multicritères

Variante Critère	VIPP	PRAD	PONT MIXTE
Economie	Moins cher	Moins cher	Très cher
Réalisation	Rapide	Rapide	Rapide
Esthétique	Bon	Bon	Mauvais
Entretien	Facile	Facile	Difficile

Comentaire :

Pour le Pont à tablier mixte : Les points sensibles de cette variante sont :l'économie, l'esthétique et l'entretien. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques pressente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leurs transport. En outre, la nature de la voie franchie qui est un oued présente un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, alors ça nécessite un entretien périodique qui n'est pas facile en tel site.

Pour les deux pont a poutre en béton précontraint par pré-tension et par post tension : D'une part, les 4 points sont favorable, mais d'autre part, les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension peuvent, à prix égal, être préférés puisqu'ils présentent un moindre risque technique et ils sont plus résistant que les ponts a poutre en béton précontraint par pré-tension.

II.4. VARIANTE RETENU :

D'après l'analyse multicritères, nous avons choisir le pont à poutres en béton précontraint par post-tension à travées indépendantes, car il nous semble le mieux adapté aux exigences imposées et sera l'objet de notre étude.

II.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE ÉTUDIEE :

Comme la section de la poutre n'est pas uniforme tout au long de la travée, nous prenons donc en compte deux sections pour l'étude : la section médiane et la section d'about.

II.5.1. Notations :

Les calculs seront effectuées en fonction de l'axe (Δ) ; qui est mesuré au niveau de la fibre inférieure extrême.

- $I_{\Delta} = I_0 + AY^2$: Moment d'inertie par rapport à Δ ;

- $S_{\Delta} = A \times Y$: Moment statique ;
- V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$;

Pour une section rectangulaire $I_0 = \frac{bh^3}{12}$;

- A : Section de la poutre ;
- Y : Distance des différents centres de gravité des sections à la fibre inférieure (Δ).

- ρ : Rendement géométrique : $\rho = \frac{I_0}{A_{nette} \times V \times V'}$

$$A_{nette} = 95\% A_{brute}$$

$$S_{\Delta_{nette}} = 95\% S_{\Delta_{brute}}$$

$$I_{\Delta_{nette}} = 90\% I_{\Delta_{brute}}$$

La section nette est celle qui ne comprend pas la section des gaines

II.5.2. Caractéristique géométrique de la poutre sans hourdis :

II.5.2.1. Section médiane sans hourdis :

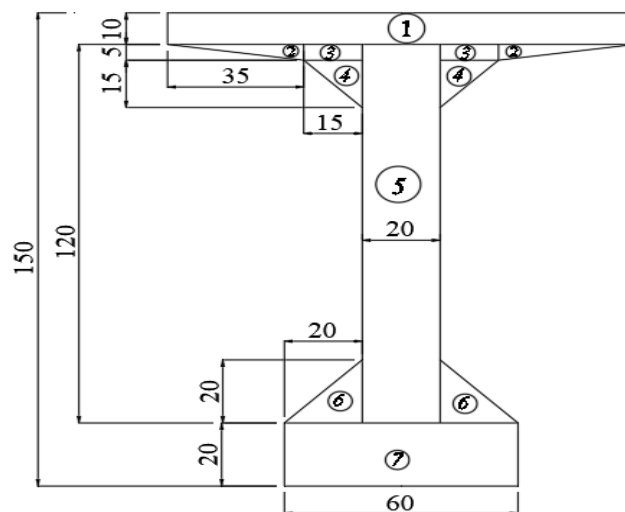


Figure II. 5: Section médiane sans hourdis

Les caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis sont énumérées dans le tableau suivant :

Tableau II. 2: caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis

Désignation	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_i/\Delta(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I\Delta_i(\text{cm}^4)$
Section 1(× 1)	1200	145,00	174000,00	10000	25240000
Section 2(× 2)	87,5	138,33	12104,17	121,53	1674531,25
Section 3(× 2)	75	137,50	10312,50	156,25	1418125
Section 4(× 2)	112,5	130,00	14625,00	1406,25	1902656,25
Section 5(× 1)	2400	80,00	192000,00	2880000	18240000
Section 6(× 2)	200	26,67	5333,33	4444,44	146666,667
Section 7(× 1)	1200	10,00	12000,00	40000	160000
A brute	5750	//	//	//	//
A nette	5462,5	//	//	//	//
S/Δ brute	//	//	462750	//	//
S/Δ nette	//	//	439612,5	//	//
$I_{\Delta brute}$	//	//	//	//	53923958,3
$I_{\Delta nette}$	//	//	//	//	48531562,5

Les principales caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V' = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \rightarrow Y_G = V' = \frac{439612,5}{5462,5} = 80.48 \text{ cm}$$

$$V = 150 - V' = 150 - 80.48 = 69.52 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V' \rightarrow I_G = 53923958,3 - 462750 \times 80.4$$

$$\rightarrow I_G = 16681838,33 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V \times V'} = 0,545826638 = 54.58\%$$

II.5.2.2. Section d'about sans hourdis

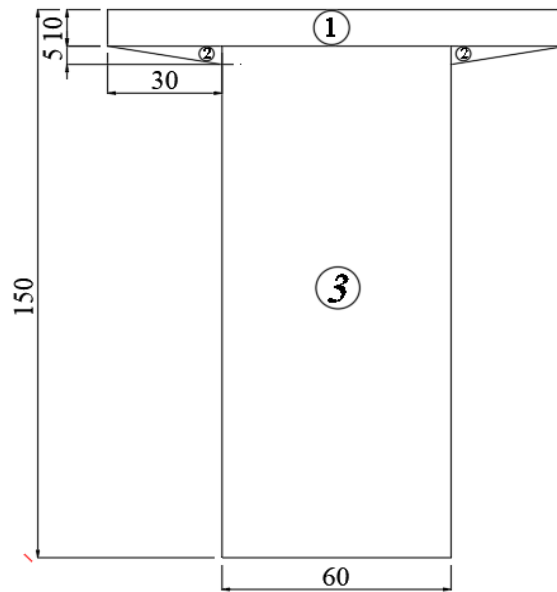


Figure II. 6: Section d'about sans hourdis

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont énumérées dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre sans hourdis

Désignation	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_i/\Delta(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I\Delta_i(\text{cm}^4)$
Section 1($\times$ 1)	1200	145,00	174000,00	10000	25240000
Section 2($\times$ 2)	75	138,33	10375,00	104,1666667	1435312,5
Section 3($\times$ 1)	8400	70,00	588000,00	13720000	54880000
A brute	9750	//	//	//	//
A nette	9262,5	//	//	//	//
S/ Δ brute	//	//	782750,00	//	//
S/ Δ nette	//	//	743612,50	//	//
$I_{\Delta\text{brute}}$	//	//	//	//	82990625
$I_{\Delta\text{nette}}$	//	//	//	//	74691562,5

Alors on obtient :

V^*	80.28cm
V	69.72cm
I_G	20151455cm ⁴
ρ	39%

II.5.3. Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdis :

II.5.3.1. Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis :

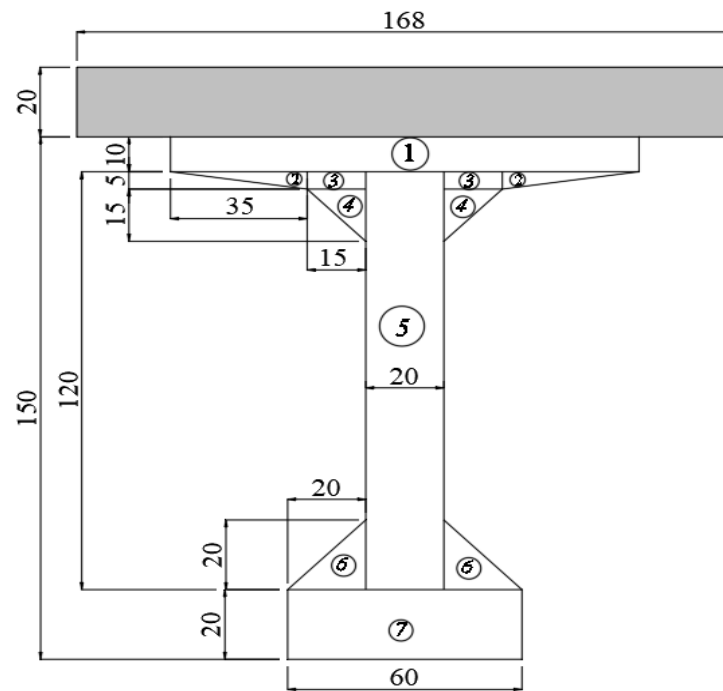


Figure II. 7: Section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis :

Tableau II. 4: Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis

Désignation	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_i/\Delta(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I\Delta_i(\text{cm}^4)$
Section de la poutre	5750	80.48	462750	//	53923958,3
Section de l'hourdis (8)	3360	160	537600	112000	86128000
A brute	9110	//	//	//	//
A nette	8654,5	//	//	//	//
S/Δ brute	//	//	1000350	//	//
S/Δ nette	//	//	950332,5	//	//
$I_{\Delta\text{brute}}$	//	//	//	//	140051958,3
$I_{\Delta\text{nette}}$	//	//	//	//	126046762,5

On obtient :

V^*	109,81cm
V	60,19cm
I_G	30205622,16cm⁴
ρ	53%

II.5.3.2. Section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis :

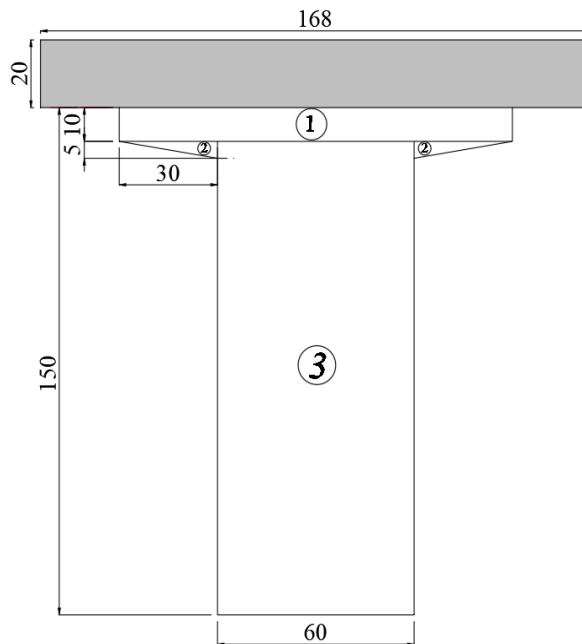


Figure II.8 : Section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis :

Tableau II. 5: caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis

Désignation	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_i/\Delta(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I\Delta_i(\text{cm}^4)$
Section de la poutre	9750	80,28	782750	//	82990625
Section de l'hourdis (8)	3360	160	537600	112000	86128000
Abrute	13110	//	//	//	//
A nette	12454,5	//	//	//	//
S/Δ brute	//	//	1320350	//	//
S/Δ nette	//	//	1254332,5	//	//
$I_{\Delta brute}$	//	//	//	//	169118625
$I_{\Delta nette}$	//	//	//	//	152206762,5

On obtient :

V'	100,71cm
V	69,29cm
I_G	36141956,62cm⁴
ρ	42%

II.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous réalisons un prédimensionnement et évaluons trois variantes. Nous avons retenu la variante 01 : le Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP, qui sera examiné en détail dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce deuxième chapitre, nous aborderons les caractéristiques essentielles des matériaux utilisés dans la construction du pont. Comprendre ces caractéristiques est crucial pour assurer la durabilité, la résistance et la sécurité de l'ouvrage.

III.2. Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée (f_{c28}).

III.2.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour le tablier et les pieux de fondation : $f_{c28} = 35MPa$

Pour les appuis, supports de barrières et trottoir : $f_{c28} = 27MPa$

III.2.2. Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ [D'après BAEL]}$$

Pour le tablier et les pieux de fondation : $f_{t28} = 2.70MPa$

Pour les appuis, supports de barrières et trottoir : $f_{t28} = 2.22MPa$

III.2.3. Contrainte admissible de compression :

A) A l'état limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ [D'après BAEL]}$$

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

$\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.

$\Rightarrow \gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

θ : coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\Rightarrow \theta = 1$ t > 24 h.

$\Rightarrow \theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h.

$\Rightarrow \theta = 0,85$ t < 1h

Pour $\theta=1$ on aura les valeurs de f_{bu} dans le tableau III.1 :

Tableau III. 1: Contrainte admissible de compression a L'ELU

γ_b	1.5	1.15
Pour le tablier et les pieux	19.83MPa	25.85MPa
Appuis, supports et trottoir	15.30MPa	19.96MPa

B) A l'Etat Limite de Service :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5f_{c28} \rightarrow \text{En service} \\ 0,6 f_{c28} \rightarrow \text{En construction} \end{cases}$$

Les valeurs de σ_b sont données dans le tableau III.2 :

Tableau III. 2: Contrainte admissible de compression a L'ELS

	En service	En construction
Pour le tablier et les pieux	17.50MPa	21.00MPa
Appuis, supports et trottoir	13.50MPa	16.20MPa

III.2.4. Module de déformation longitudinale du béton (E) :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \approx \frac{E_{ij}}{3} \quad (MPa)$$

Pour 28 jours : les valeurs de E sont données dans le tableau III.3 :

Tableau III. 3: Module de déformation longitudinale du béton (E) à 28 jours

	E_{ij}	E_{vj}
Pour le tablier et les pieux	35981.73MPa	12102.95MPa
Appuis, supports et trottoir	33000MPa	11100MPa

III.2.5. Coefficient de poisson ν :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 \text{ pour un béton non fissuré (ELS)} \\ 0 \text{ pour un béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$

III.2.6. Module de déformation transversale du béton (G) :

Il est donné par la formule suivante :

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

Les valeurs de G sont données dans le tableau III.4.

Tableau III. 4: Module de déformation transversale du béton

	<i>béton non fissuré (ELS)</i>	<i>béton fissuré (ELU)</i>
Pour le tablier et les pieux	14992.39MPA	6051.47MPA
Appuis, supports et trottoir	13750MPA	5550MPA

III.3. Les aciers :

Dans les ouvrages de béton précontraint, les aciers jouent un rôle crucial et sont classés en deux types distincts :

- **Les aciers actifs** : ils sont spécialement conçus pour la précontrainte, c'est-à-dire pour supporter les forces de tension qui renforcent la structure.
- **Les aciers passifs** : leur fonction principale est de reprendre les efforts tranchants et de limiter la fissuration du béton. Contrairement aux aciers actifs, ils ne subissent pas de précontrainte et agissent simplement comme des renforts structurels pour améliorer la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

A) Les aciers actifs :

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = \min (0,8f_{prg}, 0,9 f_{peg})$.

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'aciers de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

▪ La limite élastique :

La limite élastique des aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint est définie en l'absence de paliers de plasticité. Cette limite est généralement déterminée par un allongement résiduel de 0,1%. De manière conventionnelle, la limite élastique des aciers représente environ 89 % de leur résistance garantie à la rupture.

▪ Module de Yong :

Le module d'élasticité longitudinal (E_p) des aciers de précontrainte est Pris égal à :

$$E_p = \begin{cases} 2 \times 10^5 \text{MPa} \rightarrow \text{pour les fils et les barres} \\ 1.9 \times 10^5 \text{MPa} \rightarrow \text{pour les torons.} \end{cases}$$

▪ Acier pour les poutres :

La précontrainte est réalisée par post-tension ; les câbles utilisés sont de type 12T15

• Caractéristiques géométriques :

- Nombre de torons par câble : 12.

- Section nominale de l'acier : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.

- Diamètre de la gaine = 80mm

• **Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.

- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$

- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

- La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} \leq 2.5 \%$

B) Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance FeE500.

Module de déformation élastique $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$, Poids volumique $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$.

▪ **Contrainte de l'acier à l'ELU :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{Combinaison accidentelle.} \\ 1.15 \rightarrow \text{Combinaison fondamentale} \end{cases}$$

Alors les valeurs de $\bar{\sigma}_s$ sont :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} \\ \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa} \end{cases}$$

▪ **Contrainte de l'acier à l'ELS (Contrainte limite de traction):**

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Avec : $\eta = 1$ pour RL et 1.6 pour HA

Les valeurs de σ_s (avec : $\eta = 1.6$) sont données dans le tableau III.5 :

Tableau III. 5: Valeurs de contrainte limite de traction

	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
Pour le tablier et les pieux	228.63MPa	187.06MPa
Appuis, supports et trottoir	207.31MPa	169.62MPa

III.4. CONCLUSION :

En conclusion, nous avons examiné les principaux matériaux utilisés dans la construction du pont à poutre en béton précontraint par post tension. Ces matériaux comprennent le béton, caractérisé par ses résistances en compression de 27 MPa et 35 MPa respectivement pour l'infrastructure et la superstructure, ainsi que les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs, notamment les câbles 12T15 de classe 1860 TBR. La sélection appropriée de ces matériaux est cruciale pour assurer la solidité, la durabilité et la stabilité de l'ouvrage.



CHAPITRE VI

CALCUL DES CHARGES ET SURCHAGES



VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente le calcul des charges et surcharges nécessaires à la détermination des moments qui sollicitent l'ouvrage concerné. Ce calcul est fait conformément au règlement R.C.P.R 2008 {6}

VI. 2 EVALUATION DES CHARGES

On peut déviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principaux :

- Charge permanente (CP)
- Complément de charge permanente (CCP).

2.1 Calcul de la charge permanente (CP)

1) Les éléments poutres :

La poutre principale est composée de 3 sections

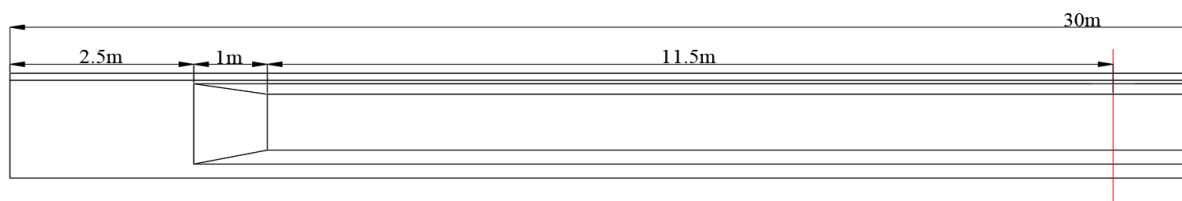


Figure IV. 1: Répartition des sections

Tel que :

S1 : section d'about

S2 : section médiane

S3 : section à mi travée.

On a:

$$S1 = 0,975 \text{ m}^2$$

$$S3 = 0,575 \text{ m}^2$$

$$S2 = \frac{(S1 + S3)}{2} = \frac{(0,975 + 0,575)}{2} = 0,775 \text{ m}^2$$

$$S2 = 0,775 \text{ m}^2$$

Le poids d'une poutre est donné par la formule :

$$P_i = \gamma_{ba} \times S_i \times L_i$$

Tel que :

$$\gamma_{ba} = 2,5 (\text{t/m}^3)$$

$$P_1 = 2,5 \times 0,975 \times 2,5 = 6,094 \text{ t}$$

$$P_2 = 2,5 \times 0,775 \times 1 = 1,938 \text{ t}$$

$$P_3 = 2,5 \times 0,575 \times 11,5 = 16,531 \text{ t}$$

$$P_{1\text{poutre}} = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_{1\text{poutre}} = 2 \times (6,094 + 1,938 + 16,531)$$

$$P_{1poutre} = 49,126 \text{ t}$$

$$P_{N \text{ poutres}} = \text{Nombre de poutres} \times P_{1poutre}$$

$$P_{9 \text{ poutres}} = 9 \times 49,126$$

$$P_{9 \text{ poutres}} = 442,134 \text{ t}$$

Tableau IV. 1: Poids propres des sections

Section	γ_{ba} (t/m ³)	S (m ²)	L (m)	P (t)
About	2,5	0,975	2,5	6,094
Intermédiaire	2,5	0,775	1	1,938
Médiane	2,5	0,575	11,5	16,531

$$G_{poutres} = \frac{P_{N \text{ poutres}}}{L} = \frac{442,134}{30} = 14,738 \text{ t/ml}$$

$$G_{poutres} = 14,738 \text{ t/ml}$$

2) L'élément dalle :

- Epaisseur de la dalle : 0,20 m
- Largeur de la dalle : 14,5 m

Le poids total de la dalle :

$$P_d = \gamma_{ba} \times s \times L$$

$$P_d = 2,5 \times (14,5 \times 0,2) \times 30$$

$$P_d = 217,5 \text{ t.}$$

Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$G_d = \frac{P_d}{L}$$

$$G_d = \frac{217,5}{30}$$

$$G_d = 7.25 \text{ t / ml}$$

3) Les éléments entretoisement

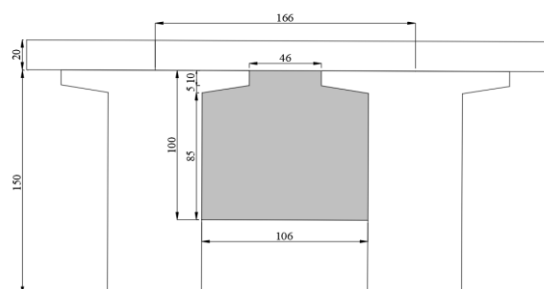


Figure IV. 2: Les dimensions de l'entretoise.

Epaisseur de l'entretoise : 25 cm

$$P_{1E} = \gamma \times s \times e$$

$$P_{1E} = 2,5 \times 0,98 \times 0,25$$

$$P_{1E} = 0,6125$$

On a 9 poutres, donc 8 entretoises de chaque côté :

$$P_E = 2 \times 8 \times 0,6125$$

$$P_E = 9,8 \text{ t}$$

Donc

$$CP = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoises}}$$

$$CP = 442,134 + 217,5 + 9,8$$

$$CP = 669,434 \text{ t}$$

La charge permanente par mètre linéaire vaut :

$$G_{CP} = \frac{CP}{L} = \frac{669,434}{30} = 22,314 \text{ t}$$

$$G_{CP} = 22,314 \text{ t}$$

2.2 Calcul du complément des charges permanente (CCP)

1) Le revêtement et l'étanchéité

➤ L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux : 8 cm

$$P_{\text{revetement}} = e_{\text{revet}} \times \gamma \times l_r \times L$$

$$P_{\text{revetement}} = 0,08 \times 2,4 \times 13,25 \times 30 = 76,32 \text{ t}$$

$$P_{\text{revetement}} = 76,32 \text{ t}$$

➤ L'épaisseur de l'étanchéité : 3 cm

$$P_{\text{étanchéité}} = 0,03 \times 2,4 \times 13,25 \times 30 = 28,62 \text{ t}$$

$$P_{\text{rev+etanch}} = 104,94 \text{ t}$$

2) Le trottoir

Largeur de trottoir de rive (gauche) : 0.75 m ;

Largeur de trottoir droit : 0,5 m

Epaisseur trottoir : 20 cm ;

$$G_{\text{trottoir}} = \gamma_{ba} \times S_i \times L_i$$

$$G_{\text{trottoir}} = 2,5 \times (0,5 + 0,75) \times 0,20 \times 30 = 18,75 \text{ t}$$

$$G_{\text{trottoir}} = 18,75 \text{ t}$$

3) La corniche

$$G_{\text{corniche}} = \gamma_{ba} \times S_i \times L_i$$

$$G_{\text{corniche}} = 2,5 \times 0,0999 \times 30 = 7,4925 \text{ t}$$

$$G_{\text{corniche}} = 7,4925 \text{ t}$$

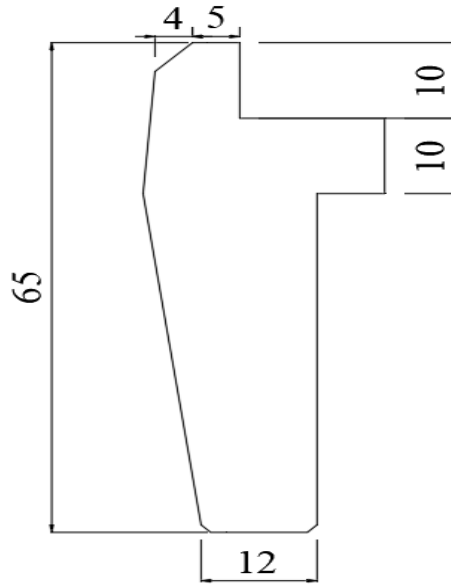


Figure IV. 3 Les dimensions de la corniche

4) Glissière de Sécurité

$$G_{\text{GLISS}} = 0,1 \text{ t/ml}$$

On dispose d'une glissière de sécurité donc :

$$G_{\text{GLISS}} = 1 \times 0,1 \times 30$$

$$G_{\text{GLISS}} = 3 \text{ t}$$

5) Barrière de Sécurité

$$G_{\text{barr}} = 0,086 \text{ t/ml}$$

On dispose d'une barrière de sécurité donc :

$$G_{\text{GLISS}} = 1 \times 0,086 \times 30$$

$$G_{\text{GLISS}} = 2,58 \text{ t}$$

Donc :

$$\text{CCP} = G_{\text{rev}} + G_{\text{trott}} + G_{\text{cor}} + G_{\text{gs}} + G_{\text{bs}}$$

$$\text{CCP} = 104,94 + 18,75 + 7,4925 + 3 + 2,58$$

$$\text{CCP} = 136,763 \text{ t}$$

Le complémentaire de la charge permanente par mètre linéaire vaut :

$$G_{CP} = \frac{CCP}{L} = \frac{136,763}{30} = 4,559 \text{ t}$$

$$G_{CP} = 4,559 \text{ t}$$

Tableau IV. 2: Poids totale de tablier

	éléments	poids (t/ml)	poids (t)
CP	Poutres	14,738	442,134
	Dalle	7,25	217,5
	Entretoisement	0,327	9,8
CCP	Revêtement et étanchéité	3,498	104,94
	Trottoirs	0,625	18,750
	Corniche	0,250	7,4925
	Glissière de sécurité	0,100	3
	Barrière de sécurité	0,086	2,58
poids totales de tabliers		26,963	808,888

VI. 3 EVALUATION DES SURCHARGES

VI. 3.1. Caractéristiques du pont

➤ Largeur roulable L_r :

C'est la largeur mesurée entre les dispositifs de sécurité ou les bordures de trottoir se trouvant de part et d'autre de la chaussée.

Dans notre cas : $L_r = 13.25\text{m}$

➤ Largeur chargeable L_c :

C'est la largeur roulable diminuée de 50 cm le long de chaque dispositif de sécurité

$$L_c = l_r - 0.5 \times n$$

Nombre de dispositifs de retenue internes (glissières de sécurité ou barrière de sécurité) ($n \leq 2$)

On a une glissière et une barrière de sécurité $L_c = 12.25\text{m}$

➤ Nombre de voies N :

Il est donné par la relation

$$N = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{12.25}{3}\right) = 4.08$$

D'où

$N=4$ voies

➤ Largeur de voie

Elle est donnée par la relation

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{12,25}{4}$$

$$L_v = 3.0625 \text{ m}$$

$$L_v = 3 \text{ m}$$

La classe de pont :

On distingue trois classe de pont, en fonction de leur largeur rouable qui sont les suivants :

Pont de la 1^{ère} classe : $L_R \geq 7 \text{ m}$ ou exceptions.

2^{ème} classe : $5,5 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$.

3^{ème} classe : $L_R \leq 5,5 \text{ m}$.

Dans notre cas $L_r = 13.25 \text{ m}$

✓ Donc on dispose donc d'un pont **d'une première classe**

VI. 3.2. Surcharges à considérer

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

- La surcharge de type A (I)
- Système B : (BC, Bt et Br)
- La surcharge militaire Mc120
- Le convoi exceptionnel D240.

VI. 3.2.1. Système de charges A(I)

Dans le cas des ponts où la portée est au plus égale à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme d'intensité égale au produit de la valeur A(L) par des coefficients a_1, a_2 .

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{12 + L}$$

L étant la longueur chargée (travée) du pont

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{12 + 29} = 11,08 \text{ KN /m}^2$$

$$A(29) = 1,108 \text{ t/m}^2$$

A partir de A(l) on calcule A1(l) selon la relation

$$A_1(l) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0,002L \end{array} \right.$$

$$A_1(l) = \text{Max} \begin{cases} 0,75 \times 11,08 \\ 4 - 0,002 \times 29 \end{cases}$$

$$A_1(l) = \text{Max} \begin{cases} 8,31 \\ 3,942 \end{cases} \text{ KN /m}^2$$

$$A_1(l) = 8,31 \text{ KN/m}^2$$

$$A_1(l) = 0,831 \text{ t/m}^2$$

a_1 , est déterminé selon la classe du pont et le nombre de voies chargées comme indiqué dans le tableau suivant

Tableau IV. 3: valeurs de a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Pont classe 1 $\rightarrow a_1 = 0,75$

Donc $A_1(l) = 0,8153 \text{ t/m}^2$

Pour obtenir la charge finale $A_2(l)$, le système $A_1(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 décrit par

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

V : La largeur d'une voie = 3 m

V_0 : dépend de la classe du pont tel que :

Tableau IV. 4: valeurs de V_0

Classe de pont	v_0
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3,00 m
Troisième classe	2,75 m

On a un pont de classe une donc : $v_0 = 3.50 \text{ m}$

D'où

$$a_2 = \frac{3.50}{3} \rightarrow a_2 = 1,17$$

La charge finale $A_2(l)$ est calculée par l'équation

$$A_2(l) = a_1 \times a_2 \times A(l) = 1,17 \times 0,8153 = 0,972 \text{ t/m}^2$$

$$A_2(l) = 0,972 \text{ t/m}^2$$

Tableau IV. 5: Charge A (L) par voie

Voies charges	a_1	a_2	A (L) (t/m ²)	$a_1 \times a_2 \times A$ (l) (t/m ²)	Largeur de voies (m)	A (t/m)
1 voie	1	1,17	1,108	1,293	3	3,89
2 voies	1	1,17	1,108	1,293	6	7,78
3 voies	0,9	1,17	1,108	1,163	9	10,47
4 voies	0,75	1,17	1,108	0,970	12	11,64

VI. 3.2.2. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t)
- Le système Bt se compose de 2 essieux dit « essieux tandems », (32 t)
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

VI. 3.2.2.1. Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes

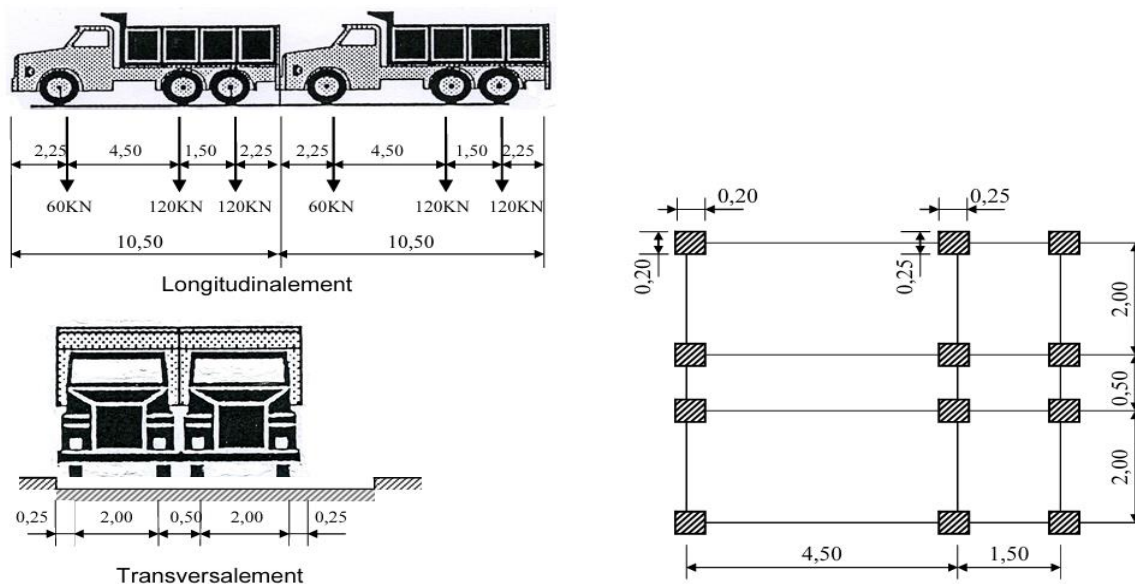


Figure IV. 4: Système de charge Bc

les charges du système Bc sont multipliées par un coefficient de majorations dynamiques, donné par la formule :

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

L : longueur de la portée

G : la charge permanente de l'ouvrage ;

S : surcharge B maximale.

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

Tableau IV. 6: Les valeurs de coefficient bc

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

Chaque camion possède trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t :

- Un essieu avant de 6 t.
- Deux essieux arrières de 12 t chacun.

La charge Max de système est

$$S1 = 2 \times 30 \times 4 = 240 \text{ t}$$

$$S = S1 \times bc$$

$$\begin{cases} \text{Classe du pont ; 1} \\ \text{nombre de voies : 4} \end{cases} \rightarrow bc = 0,8$$

$$S = 240 \times 0,8 = 192 \text{ t}$$

$$L = 29 \text{ m}$$

$$G = 808,888 \text{ t}$$

Donc :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{192}}$$

$$\delta_{bc} = 1,092$$

- Une voie chargée : $b_c = 1,2$

$$S = 2 \times 30 \times 1,2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{72}} = 1,072$$

- Deux voies chargées $b_c = 1,1$

$$S = 2 \times 30 \times 2 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{132}} = 1,082$$

- Trois voies chargées $b_c = 0,95$

$$S = 2 \times 30 \times 3 \times 0,95 = 171 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{171}} = 1,089$$

Quatre voies chargées $b_c = 0,8$

$$S = 2 \times 30 \times 4 \times 0,8 = 192 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{192}} = 1,092$$

Tableau IV. 7: Charge (Bc) par voie

Nombre de voies chargées	bc	S (t)	δ_{bc}	Charge par essieu (t)		
Une voie	1,2	72	1,072	EAV	$1 \times 6 \times 1,2 \times 1,072$	7,7976
	1,2	72	1,072	EAR	$1 \times 12 \times 1,2 \times 1,072$	15,595
Deux voies	1,1	132	1,082	EAV	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,082$	14,256
	1,1	132	1,082	EAR	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,082$	28,512
Trois voies	0,95	171	1,089	EAV	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1,089$	18,622
	0,95	171	1,089	EAR	$3 \times 12 \times 0,95 \times 1,089$	37,244
Quatre voies	0,8	192	1,092	EAV	$4 \times 6 \times 0,8 \times 1,092$	20,966
	0,8	192	1,092	EAR	$4 \times 12 \times 0,8 \times 1,092$	41,933

EAV : essieux avant

EAR : essieux arrière

Systeme Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux, tous deux à roues simples qui répondent aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 16 t

- Distance des deux essieux 1.35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Le système est applicable seulement pour de 1^{ere} et 2^{eme} classe

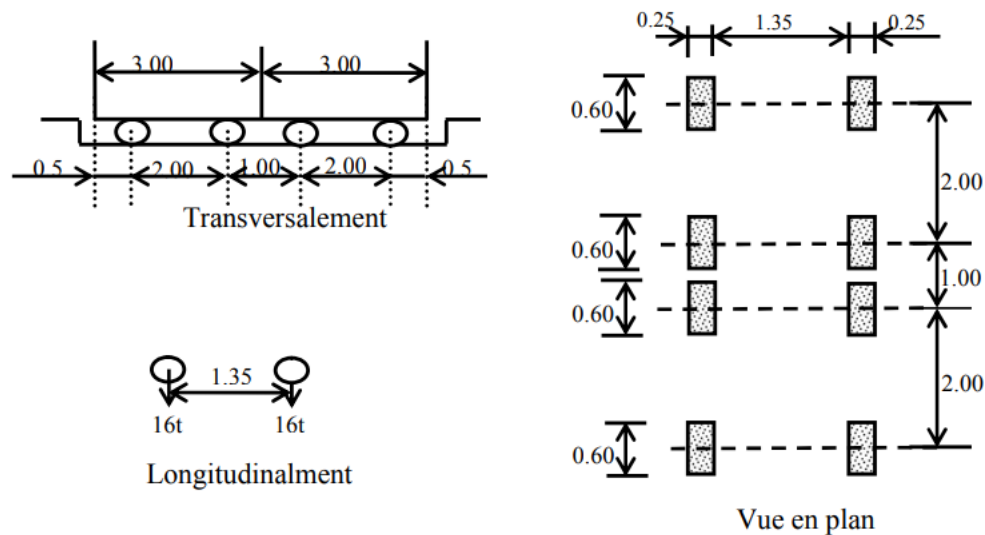


Figure IV. 5: Système Bt

Les surcharges du système Bt sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ_{bt} .

Tableau IV. 8: valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Pont 1^{ere} classe → $b_t = 1,2$

$$S = S_1 \times b_t$$

- Un tandem

$$S = 32 \times 1 \times 1,2 = 38,4 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique relatif

$$L = 29 \text{ m}$$

$$G = 808,888 \text{ t}$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{38,4}}$$

$$\delta_{bt} = 1,066$$

➤ Deux tandems

$$S = 32 \times 2 \times 1,2 = 76,8 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{76,8}} = 1,072$$

$$\delta_{bc} = 1,072$$

Tableau IV. 9: Charge (Bt) par essieu

Nombre de tandem	bt	S (t)	δ_{bt}	Charge par essieu (t)	
1	1,2	38,4	1,066	$1 \times 16 \times 1,2 \times 1,066$	40,934
2	1,2	76,8	1,072	$2 \times 16 \times 1,2 \times 1,07$	41,16

Surcharge Br

Ce système de charge se compose d'une roue isolée de 10 t qui peut être placée n'importe où sur la largeur chargeable pour avoir le cas le plus défavorable.

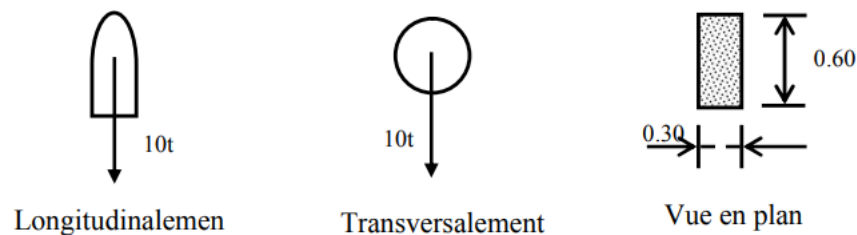


Figure IV. 6: système de charge Br

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ_{br}

$$S = 10 \text{ t}$$

$$L = 29 \text{ m}$$

$$G = 808,888 \text{ t}$$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{10}} \rightarrow \delta_{br} = 1,06$$

Tableau IV. 10: valeurs de charge (B)

Désignation	S (t)	δ_{br}	Roue (10t)
Br	10	1,061	10,61

VI. 3.2.3. Charge militaire MC120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale1100 KN
- Longueur d'une chenille6.10 m
- Largeur d'une chenille.1.0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3.30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

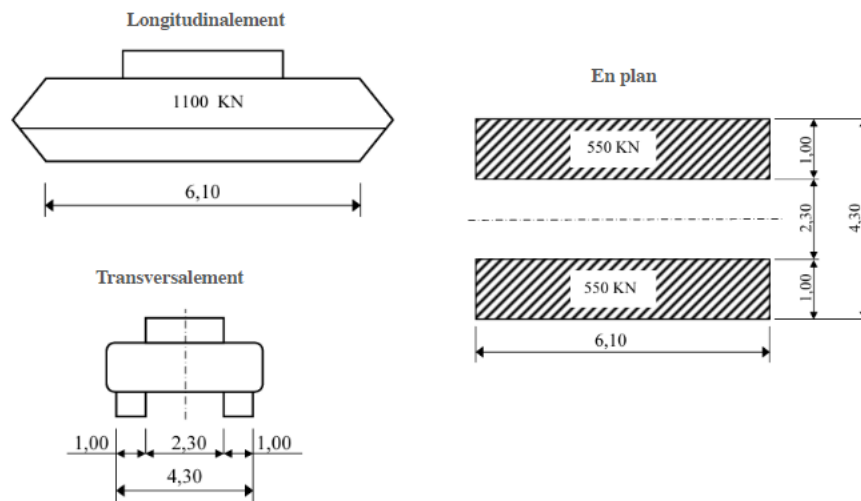


Figure IV. 7: Convoi MC120

La charge du système Mc120 est multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ_{MC120} .

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(29)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{808,888}{110}} = 1,079 \rightarrow \delta_{MC120} = 1,079$$

Charge totale : $S = 110 \text{ t}$

$$P = 110 \times 1.079 = 118,69 \text{ t.}$$

Soit par ml de chenille

$$G_{Mc} = P / 6.1$$

$$G_{Mc} = 118,69 / 6.1$$

$$G_{Mc} = 19.46 \text{ t/ml}$$

VI. 3.2.4. Charge exceptionnelle (D240)

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et 18.60m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12.90 t/m .

Ce convoi est supposé rouler à des vitesses limitées, par conséquent il n'est pas concerné par la majoration dynamique ni par les efforts de freinage.

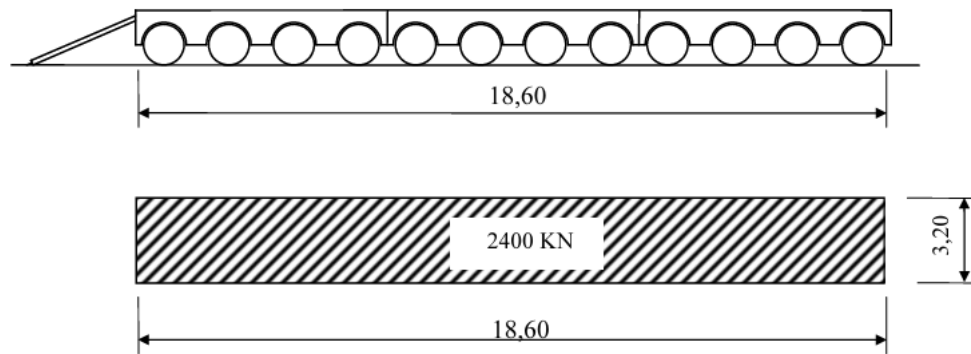


Figure IV. 8: Convoi D240

$$D240 = 240 / 18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

$$D240 = 12, 90 \text{ t/ml}$$

VI. 3.2.5. Surcharge sur trottoirs

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

- Pour un trottoir chargé : $G = 0.15 \times 0.5 = 0.075 \text{ t/ml} = 0.075 \text{ t/ml}$
- Pour l'autre trottoir chargé : $G = 0.15 \times 0.75 = 0.1125 \text{ t/ml}$
- Les deux trottoirs chargés simultanément : $G = 0.15 \times (0.5 + 0.75) = 0.1875 \text{ t/ml}$

VI. 3.2.6. Efforts de freinage

➤ Système de charge Bc :

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égale à son poids

$$F = 30 \text{ t}$$

➤ Système A(L) :

Effort de freinage correspondant à la charge A (L):

L'effort de freinage correspond à la charge A (L) est donné par le document RCPR:

$$F = \frac{S}{20 + 0,035 \times S} \times A(l)$$

Tel que :

S : la surface chargée en m^2

Tableau IV. 11:valeurs de l'effort de freinage du système A(l)

Nombre de voies	S (m^2)	A(l) (t/m^2)	F (t)
1	90,00	1,293	5,727
2	180,00	1,293	11,279
3	270,00	1,163	14,998
4	360,00	0,970	164,17

VI. 4. LE VENT

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

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 KN/m² pour les ouvrages en service et = 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

VI. 5.LA TEMPERATURE

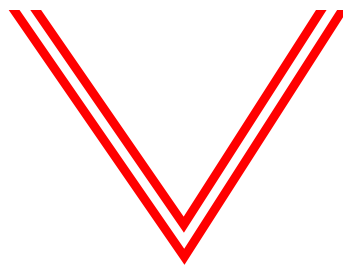
Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : $\pm 35^\circ$

VI. 6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.



CHAPITRE V
REPARTITION LONGITUDINALE
DES EFFORTS



V.1. INTRODUCTION :

Le tablier est soumis à des sollicitations internes causées par les charges permanentes et les surcharges routières. Notre but dans ce chapitre est de calculer ces sollicitations en utilisant les règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRES.

V.2.CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES :

V.2.1. Moments fléchissant dus au poids propre :

En utilisant la méthode de la RDM. On trouve que le moment fléchissant est sous la forme suivante :

$$M(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

Avec : $q=G=26.96(t/ml)$

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2} = 390.92t$$

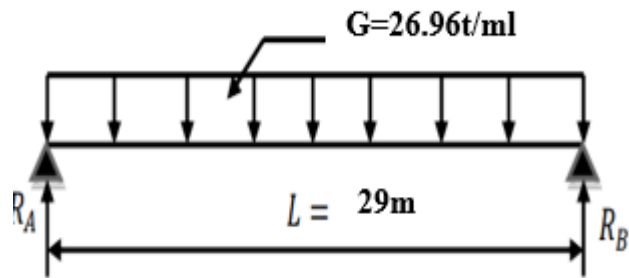


Figure V. 1: Coupe longitudinale de la poutre

Les valeurs du moment pour $X=L/2$:

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{GL^2}{8} = 2834.17 t.m$$

M_0 : Moment revenant à chaque poutre

$$M_0 = \frac{M(x)}{n} \text{ tel que : } n : \text{ le nombre de poutres } (n = 9 \text{ poutres})$$

V.2.2. L'effort tranchant dus au poids propre :

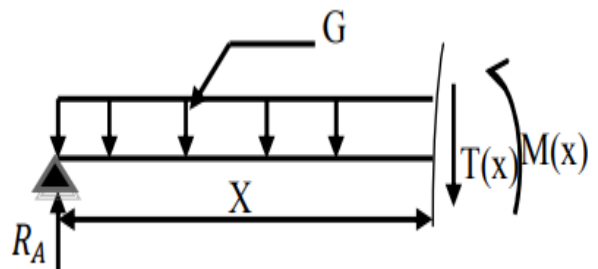
$$T(x) = G \times \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Pour $X=0L$:

$$T(0) = G \times \left(\frac{L}{2}\right) = 390.92t$$

Pour $X=L/4$:

$$T\left(\frac{L}{4}\right) = G \times \left(\frac{L}{4}\right) = 195.46t$$



$$T_0: \text{Effort tranchant revenant à chaque poutre: } T_0 = \frac{T(x)}{9}$$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus au poids propre sont représentées dans le tableau V.1 :

Tableau V. 1: Moments fléchissant et efforts tranchants dus au poids propre

X	M(t.m)	$M_0(t.m)$	T(t)	$T_0(t)$
0L	0	0	390.92	43.44
L/4	2125.63	236.18	195.46	21.72
L/2	2834.17	314.91	0	0

V.3.CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES :

V.3.1. Système de charge A(L) :

a) Moments fléchissant :

$$M(x) = Q \frac{L}{2} x - Q \frac{x^2}{2} \text{ avec : } Q = A(l)$$

Exemple : une voie chargée à X=L/2 :

$$A(L)_{1V} = 3.89 \text{ t/ml, } L = 29 \text{ m}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{A(L)_{1V} \times L^2}{8} = \frac{3.89 \times 29^2}{8} = 408.94 \text{ t.m}$$

M_0 : Moment revenant à chaque poutre

$$M_0 = \frac{M(x)}{9} = \frac{408.94}{9} = 45.44 \text{ t.m}$$

b) Calcule des réactions

$$\text{Une voie chargée : } R_a = R_b = A(L)_{1V} \times \frac{L}{2} = 3.89 \times \frac{29}{2} = 56.405 \text{ t}$$

$$2 \text{ voies chargées : } R_a = R_b = A(L)_{2V} \times \frac{L}{2} = 7.78 \times \frac{29}{2} = 112.81 \text{ t}$$

$$3 \text{ voies chargées : } R_a = R_b = A(L)_{3V} \times \frac{L}{2} = 10.47 \times \frac{29}{2} = 151.815 \text{ t}$$

$$4 \text{ voies chargées : } R_a = R_b = A(L)_{4V} \times \frac{L}{2} = 11.664 \times \frac{29}{2} = 169.128 \text{ t.m}$$

c) Efforts tranchants :

$$T(x) = A(L) \times \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Exemple : pour une voie chargée à $X=0L$:

$$T(0) = A(L)_{1V} \times \left(\frac{L}{2}\right) = 3.89 \times \left(\frac{29}{2}\right) = 56.405t$$

$$T_0: \text{Effort tranchant revenant à chaque poutre: } T_0 = \frac{T(x)}{9}$$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus au surcharge $A(L)$ sont représentées dans le tableau V.2 :

Tableau V. 2: Moments fléchissant et efforts tranchants dus surcharge $A(L)$

Nombre de voies	$A(l)(t/ml)$	X	$M_{Al} (t.m)$	$M_0(t.m)$	T(t)	$T_0(t)$
1 voie chargé	3.89	0	0	0	56.405	6.27
		L/4	306.702	34.078	28.203	3.134
		L/2	408.94	45.44	0	0
2 Voie chargées	7.78	0	0	0	112.81	12.534
		L/4	613.404	68.156	56.405	6.267
		L/2	817.88	90.87	0	0
3 Voies chargées	10.47	0	0	0	151.182	16.798
		L/4	825.49	91.72	75.908	8.434
		L/2	1100.66	122.29	0	0
4 Voies chargées	11.664	0	0	0	169.128	18.792
		L/4	919.63	102.18	84.564	9.396
		L/2	1226.178	136.24	0	0

V.3.2. Surcharge sur trottoirs :

a) Moments fléchissant :

$$M(x) = Q \frac{L}{2} x - Q \frac{x^2}{2} \text{ avec : } Q = St$$

$$\text{Pour un trottoir chargé : } St = 0.1125t/ml \rightarrow M\left(\frac{L}{2}\right) = Q \frac{L^2}{8} = \frac{0.1125 \times 29^2}{8} = 11.82t.m$$

$$\text{Pour deux trottoirs chargés : } St = 0.1875t/ml \rightarrow M\left(\frac{L}{2}\right) = Q \frac{L^2}{8} = \frac{0.1875 \times 29^2}{8} = 19.71t.m$$

b) Efforts tranchants :

$$T(x) = St \times \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

Pour un trottoir chargé : $St = 0.1125t / ml \rightarrow T(0) = St \frac{L}{2} = \frac{0.1125 \times 29}{2} = 1.63t$

Pour deux trottoirs chargés : $St = 0.1875t / ml \rightarrow T(0) = St \frac{L}{2} = \frac{0.1875 \times 29}{2} = 2.72t$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus aux surcharges sur trottoirs sont représentées dans le tableau V.3 :

Tableau V. 3:: Moments fléchissant et efforts tranchants dus aux surcharges

Nombre de trottoirs	St(t/ml)	X	M_{Al} (t.m)	M_0 (t. m)	T(t)	T_0 (t)
Un trottoir chargé	0.075	0	0	0	1.09	0.12
		L/4	5.91	0.66	0.54	0.06
		L/2	7.88	0.87	0	0
	0.1125	0	0	0	1.63	0.18
		L/4	8.87	0.98	0.82	0.091
		L/2	11.82	1.31	0	0
Deux trottoir chargé	0.1875	0	0	0	2.72	0.302
		L/4	14.78	1.64	1.36	0.15
		L/2	19.72	2.19	0	0

V.3.3. Système de charge B :

V.3.3.1. Système Bc :

a) Moment fléchissant :

« Théorème de BARRES » :

‘Le moment fléchissant est maximum au droit d’essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l’axe de la poutre. La résultante du convoi $R = 5P$.’

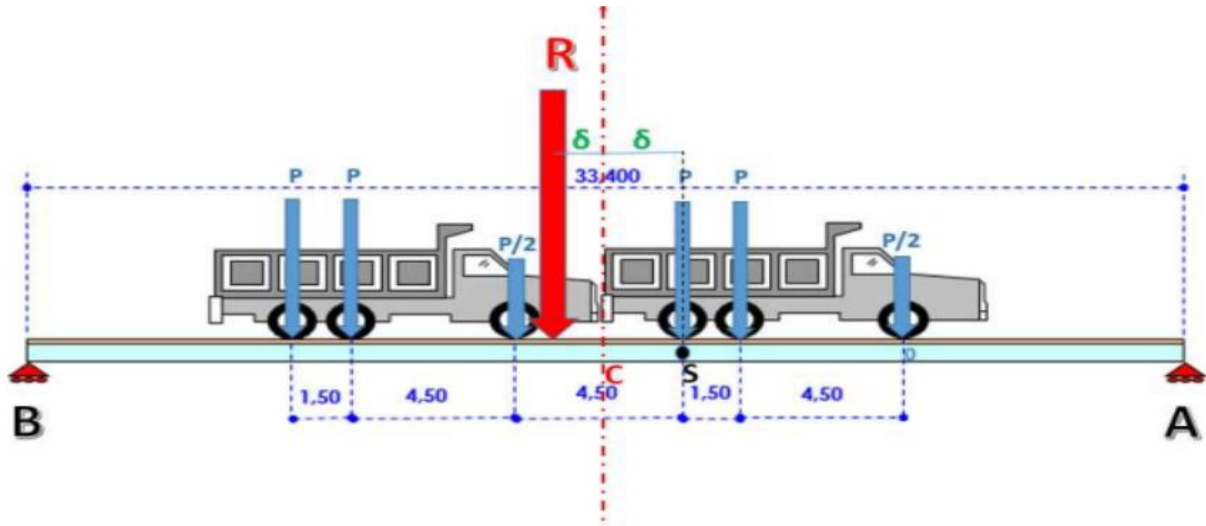


Figure V. 2: Schéma de la résultante de la charge (Bc)

1^{er} cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre : le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 12 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

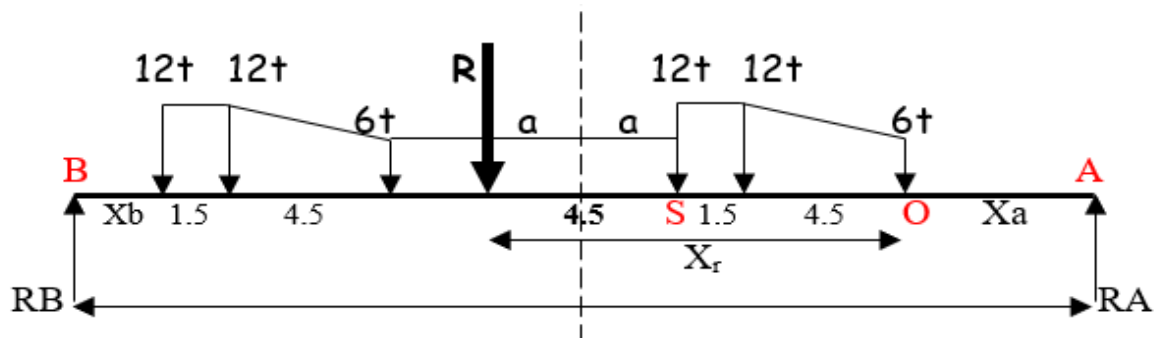


Figure V. 3: Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc

$$X_{r/o} = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} = 9.45m$$

$$2a + 6 = X_r \rightarrow a = 1.725m$$

$$\text{On a : } 14.5 = X_a + 6 + a = X_b + 10.5 - a$$

$$\text{Alors : } X_a = 6.775m$$

$$X_b = 5.725m$$

$$\text{On a : } \sum M_{/A} = 0 \rightarrow$$

$$29R_B = 23.275P + 21.775P + \frac{17.275P}{2} + 12.775P + 11.275P + \frac{6.775P}{2} = 81.125P$$

Avec : $P=12t$

Alors : $RB = 2.797P = 33.564t$

et $RA = R - RB = 2.203P = 26.436t$

Donc : $M_1 = RA \times 12.775 - \frac{P}{2} \times 6 - P \times 1.5 = 28.143325P - 3P - 1.5P$

$M_1 = 23.643325P = 23.643325 \times 12 = 283.7199t.m = 283.72t.m$

2^{ème} cas : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre : le moment maximal est obtenu au droit de L'essieu de 6 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

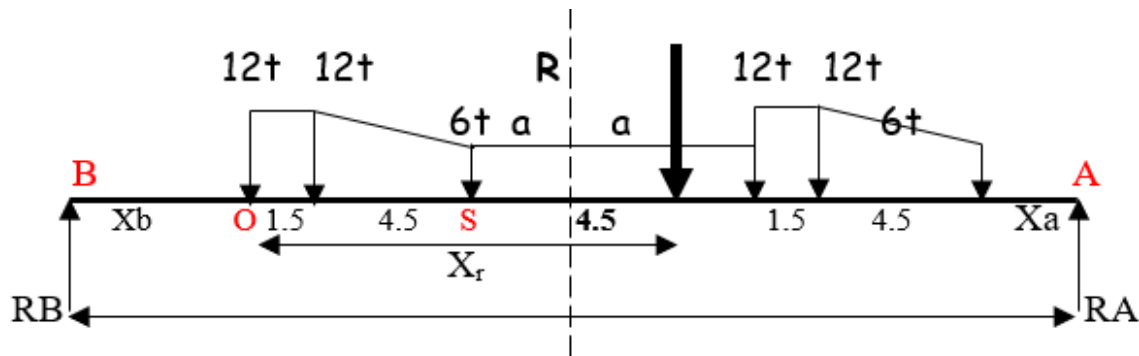


Figure V. 4:Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc

$$Xr_{/O} = \frac{12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5}{60} = 7.05m$$

$$2a + 6 = Xr \rightarrow a = 0.525m$$

$$\text{On a : } \frac{L}{2} = \frac{29}{2} = Xb + 6 + a = Xa + 10.5 - a$$

$$\text{Alors : } Xa = 4.525m$$

$$Xb = 7.975m$$

$$\text{On a : } \sum M_{/B} = 0 \rightarrow$$

$$29RA = \frac{24.475P}{2} + 19.975P + 18.475P + \frac{13.975P}{2} + 9.475P + 7.975P = 75.125P$$

Avec : $P=12t$

Alors : $RA = 2.59P = 31.08t$

et $RB = R - RA = 2.41P = 28.92t$

Donc : $M_2 = 15.0225RA - \frac{P}{2} \times 10.5 - 6P - 4.5P = 38.91475P - 6P - 4.5P$

$$M_2 = 23.16475P = 23.16475 \times 12 = 277.98t.m$$

Donc : le cas le plus défavorable est celui du 1er cas (résultante à gauche de l'axe de la poutre).

Le moment fléchissant sous Bc : $M_{bc} = M_1 \times N \times bc \times \delta_{bc}$ tel que : N : nombre de voies

Les valeurs des moments fléchissant dus au surcharge Bc sont représentées dans le tableau V.3 :

Tableau V. 4: Moments fléchissant dus surcharge Bc

Nombre de voies	$M = M_1 \times N(t.m)$	δ_{bc}	bc	$M_{bc}(t.m)$	$M_0 = \frac{M_{bc}}{9}(t.m)$
1	283.72	1,072	1,2	364.98	40.55
2	567.44	1,082	1,1	675.37	75.04
3	851.16	1,089	0,95	880.57	97.84
4	1134.88	1,092	0,8	991.43	110.16

b) Effort tranchant :

Pour X=0L :

$$RA + RB = 60t$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow$$

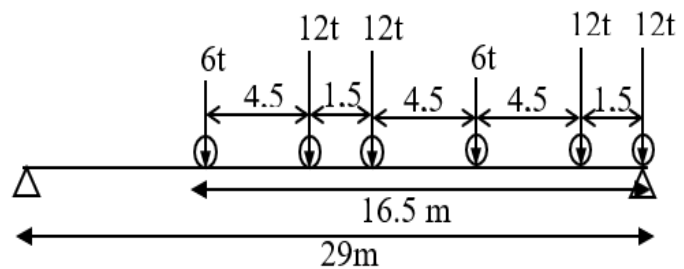


Figure V. 5: Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L)

$$29RA = 6 \times 16.5 + 12 \times 12 + 12 \times 10.5 + 6 \times 6 + 12 \times 1.5$$

$$RA = \frac{423}{29} = 14.59t$$

$$RB = 60 - 14.59 = 45.41t$$

$$\text{Alors : } T(0) = RB = 45.41t$$

$$\text{Donc : } T_{Bc}(X = 0L) = T(0) \times N \times \delta_{bc} \times bc$$

Pour X=L/4 :

$$R_A + R_B = 60t$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow$$

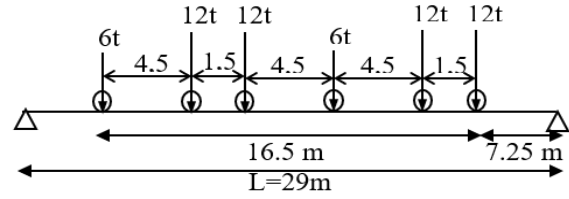


Figure V. 6: Poutre sous la surcharge Bc à (x=L/4)

$$29R_A = 12 \times 7.25 + 8.75 \times 12 + 6 \times 13.25 + 12 \times 17.75 + 12 \times 19.25 + 6 \times 23.75$$

$$T_A = R_A = \frac{858}{29} = 29.59t$$

$$T_B = R_B = 60 - 29.59 = 30.41t$$

$$\text{Alors : } T\left(\frac{L}{4}\right) = T_B = 30.41t$$

$$\text{Donc : } T_{Bc} = T_B \times N \times \delta_{bc} \times bc$$

Les valeurs des efforts tranchants dus au surcharge Bc sont représentées dans le tableau V.4 :

Tableau V. 5: Efforts tranchants dus surcharge Bc

Nombre de voies	bc	δ_{bc}	X	$T = T_B \times N$ (t)	$T_{Bc}(t)$	$T_0(t)$
1 voie chargé	1,2	1,072	0	45.41	58.41	6.49
			L/4	30.41	39.12	4.35
2 Voie chargées	1,1	1,082	0	90.82	108.09	12.01
			L/4	60.82	72.39	8.04
3 Voies chargées	0,95	1,089	0	136.23	140.94	15.66
			L/4	91.23	94.38	10.49
4 Voies chargées	0,8	1,092	0	181.64	158.68	17.63
			L/4	121.64	106.26	11.81

V.3.3.2. Système Bt :

a) Moment fléchissant :

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. ($R=32t$).

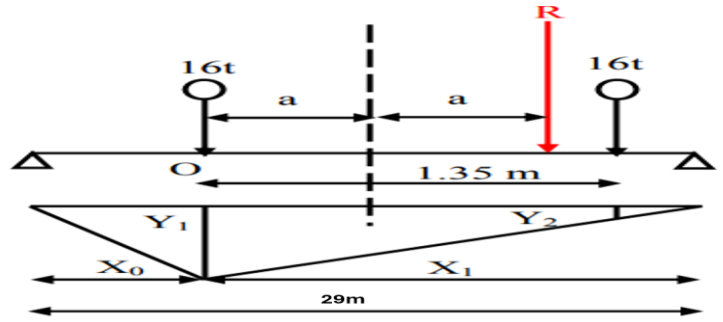


Figure V. 7: La résultante de la charge Bt

$$\sum M_{/O} = 0 \rightarrow 16 \times 1.35 + R \times 2a = 0$$

Alors : $2aR = 21.6$, avec $R = 16 \times 2 = 32t$ Donc : $a = 0.3375m$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = \frac{29}{2} - 0.3375 = 14.1625m$$

Alors : $X_1 = L - X_0 = 29 - 14.1625 = 14.8375m$

$$\text{On a : } Y_1 = \frac{X_1 \times X_0}{L} = 7.246m = 7.25m$$

On applique le théorème de T'haies :

$$\frac{Y_2}{X_1 - 2a} = \frac{Y_1}{X_1} \rightarrow Y_2 = \frac{Y_1}{X_1} (X_1 - 2a) = 6.91m$$

On a : $M = \sum Y_i P_i$, avec $\sum Y_i = 6.91 + 7.25 = 14.16m$

Donc les valeurs des moments fléchissant dus au surcharge Bt sont représentées dans le tableau V.5 :

Tableau V. 6: Moments fléchissant dus surcharge Bt

Nombre de tandem	P(t)	$M(t.m)$	$M_0 = \frac{M}{9} (t.m)$
1	40,934	579.62	64.4
2	34,24	484.84	53.87

b) Effort tranchant :

A $X=0L$:

$$R_A + R_B = 32t$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow$$

$$29R_A = 16 \times 1.35$$

$$T_A = R_A = 0.745t$$

$$T_B = R_B = 31.255t$$

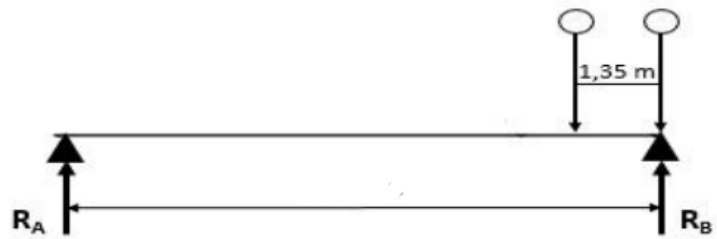


Figure V. 8: Poutre sous la surcharge Bt à (x=0L)

Alors :

$$T(X = 0) = T_B = 31.255t$$

$$T_{Bt} = T_B \times N \times bt \times \delta_{bt}, \text{ avec : } N = \text{nombre de tandem}$$

$$T_0 = \frac{T_{Bt}}{9}, \text{ effort tranchant revenant a chaque poutre.}$$

A X=L/4 :

$$R_A + R_B = 32t$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow$$

$$29R_A = 16 \times 7.25 + 16 \times 8.6 = 253.6t$$

$$T_A = R_A = 8.745t$$

$$T_B = R_B = 23.255t$$

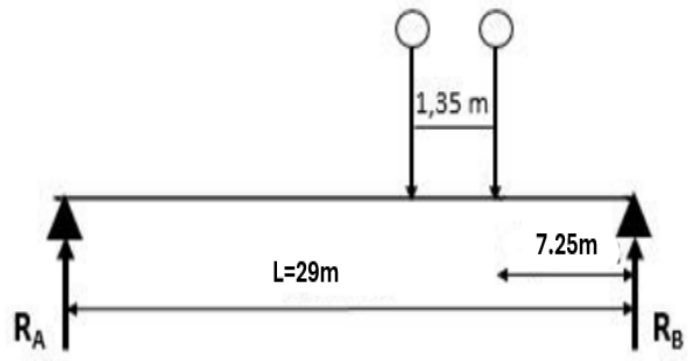


Figure V. 9: Poutre sous la surcharge Bt à (x=L/4)

Alors :

$$T(X = L/4) = T_B = 23.255t$$

$$T_{Bt} = T_B \times N \times bt \times \delta_{bt}, \text{ avec : } N = \text{nombre de tandem}$$

Donc les valeurs des efforts tranchants dus au surcharge Bt sont représentées dans le tableau V.6 :

Tableau V. 7: Efforts tranchants dus surcharge Bt

Nombre tandem	bt	δ_{bt}	X(m)	$T = TB \times N$ (t)	$T_{Bt}(t)$	$T_0(t)$
1 tandem	1,2	1,066	0	31.255t	39.98	4.44
			L/4	23.255t	29.75	3.31
2 tandems	1,2	1,07	0	62.51	80.26	8.92
			L/4	46.51	59.72	6.64

V.3.3.3. Système Br :

a) Moment fléchissant :

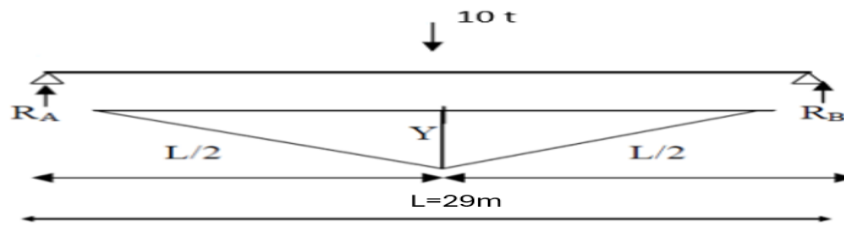


Figure V. 10: Poutre sous le chargement Br

$M = 0$, aux extrémités

A $X=L/2$:

$$Y = \left(\frac{L}{2}\right) \frac{\left(\frac{L}{2}\right)}{L} = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{L}$$

$$Y = 7.25m$$

$$\text{Alors : } M_{Brmax} = P(t) \times Y \times \delta_{Br} = 10 \times 1.061 \times 7.25 = 76.92t.m$$

b) Effort tranchant :

A $X=0L$:

$$RA + RB = 10t$$

$$TB = RB = 10t$$

$$RA = 0t$$

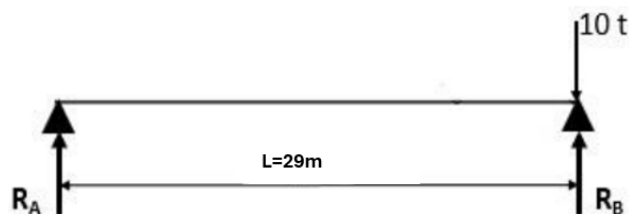


Figure V. 11: Poutre sous la surcharge Br à (x=0L)

$$T_{Brmax} = TB \times \delta_{Br} = 10 \times 1.061 = 10.61t$$

$$T_0 = \frac{T_{Brmax}}{9} = 1.18t$$

A X=0.25L :

$$R_A + R_B = 10t$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow$$

$$29R_A = 10 \times 7.25 = 72.5t$$

$$T_A = R_A = 2.5t$$

$$T_B = R_B = 7.5t$$

Alors :

$$T_{Brmax} = TB \times \delta_{Br} = 7.5 \times 1.061 = 7.96t$$

$$T_0 = \frac{T_{Brmax}}{9} = 0.88t$$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus à la surcharge Br sont représentées dans le tableau V.8 :

Tableau V. 8: Moment fléchissant et efforts tranchants dus à la surcharge Br

Surcharge	δ_{Br}	$M_{Brmax} (t.m)$	$M_0(t.m)$	X(m)	$T_{Brmax}(t)$	$T_0(t)$
Br	1.061	76.92	8.55	0L	10.61	1.18
				0.25L	7.96	0.88

V.3.4. Système de charge Mc120 :

a) Moment fléchissant :

Aux extrémités : $M=0$

A X=L/2 :

$$R_A = R_B = \frac{18.03 \times 6.1}{2} = 55t$$

$$M(X) = R_A X - \frac{Q \times 3.05^2}{2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 55 \times 14.5 - \frac{18.03 \times 3.05^2}{2}$$

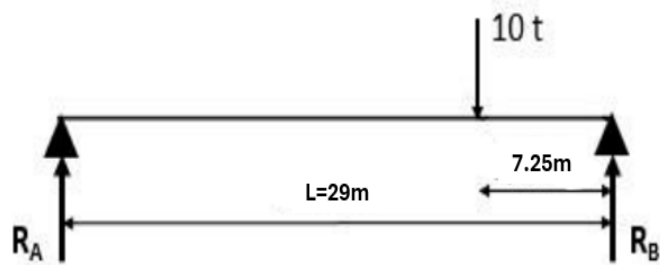


Figure V. 12: Poutre sous la surcharge Br à (x=L/4)

$$M = 713.64 \text{ t.m}$$

Alors : $M_{Mc120max} = M \times \delta_{Mc120} = 713.64 \times 1.079 = 770.02 \text{ t.m}$

$$M_0 = \frac{M_{Mc120max}}{9} = 85.56 \text{ t.m}$$

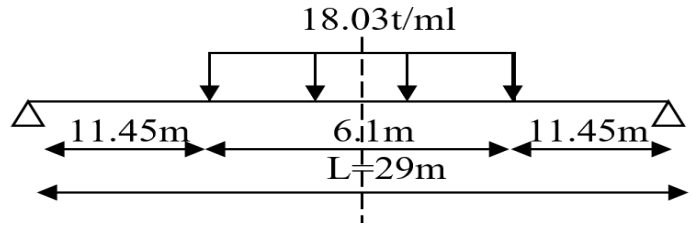


Figure V. 13:Poutre sous le chargement Mc120

b) Effort tranchant :

A X=0L :

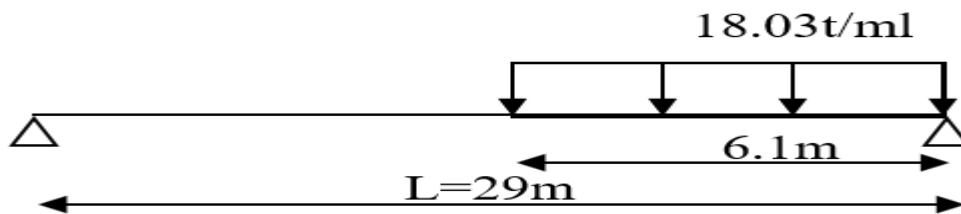


Figure V. 14:Poutre sous la surcharge Mc120 à (x=0 L).

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 29R_A = 110 \times 3.05$$

$$\rightarrow R_A = 11.56 \text{ t et } R_B = 98.44 \text{ t}$$

$$\rightarrow T_{max} = R_B = 98.44 \text{ t}$$

Alors : $T_{Mc120max}(X = 0L) = T_{max} \times \delta_{Mc120} = 98.44 \times 1.079 = 106.22 \text{ t}$

$$T_0 = \frac{T_{Mc120max}}{9} = 11.802 \text{ t}$$

A X=0.25L :

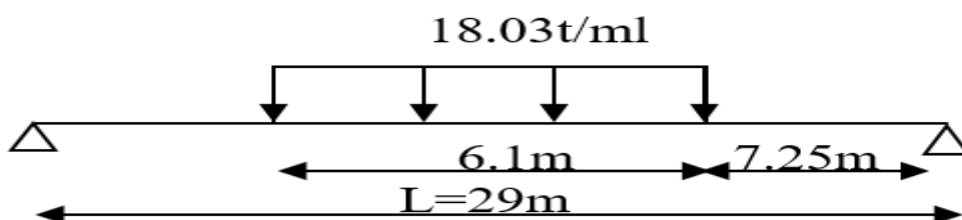


Figure V. 15:Poutre sous la surcharge Mc120 à (x=0.25 L).

$$R_A + R_B = 110t$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow 29R_A = 110 \times (3.05 + 7.25)$$

$$\rightarrow R_A = 39.068t \text{ et } R_B = 70t$$

$$\rightarrow T_{max} = R_B = 70.9t$$

$$\text{Alors : } T_{Mc120max}(X = 0.25L) = T_{max} \times \delta_{Mc120} = 70.9 \times 1.079 = 76.5t$$

$$T_0 = \frac{T_{Mc120max}}{9} = 8.5t$$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus à la surcharge Mc120 sont représentées dans le tableau V.8 :

Tableau V. 9: Moment fléchissant et efforts tranchants dus au surcharge Mc120

Surcharge	δ_{Mc120}	$M_{Mc120max} (t.m)$	$M_0 (t.m)$	X(m)	$T_{Mc120max} (t)$	$T_0 (t)$
Mc120	1.079	770.02	85.56	0L	106.22	11.802
				0.25L	76.5	8.5

V.3.5. Système de charge D240 :

a) Moment fléchissant :

$$R_A = R_B = 120t$$

$$M_{D240max} = R_A \times X - \frac{Q_{D240} \times \left(\frac{18.6}{2}\right)^2}{2} = 120 \times 14.5 - \frac{12.9 \times 9.3^2}{2} = 1182.14t.m$$

$$M_0 = \frac{M_{D240max}}{9} = \frac{1182.14}{9} = 131.35t.m$$

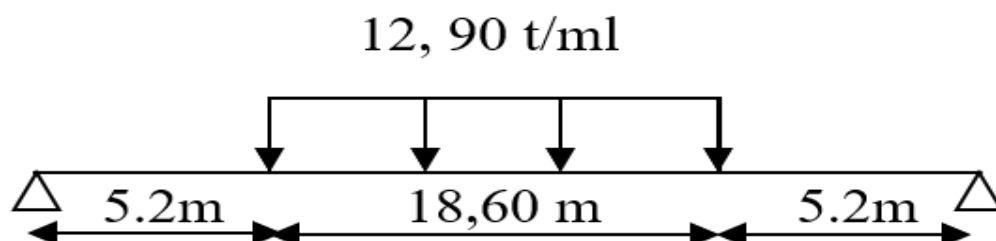


Figure V. 16: Poutre sous le chargement D240.

b) Effort tranchant :

A $X=0L$:

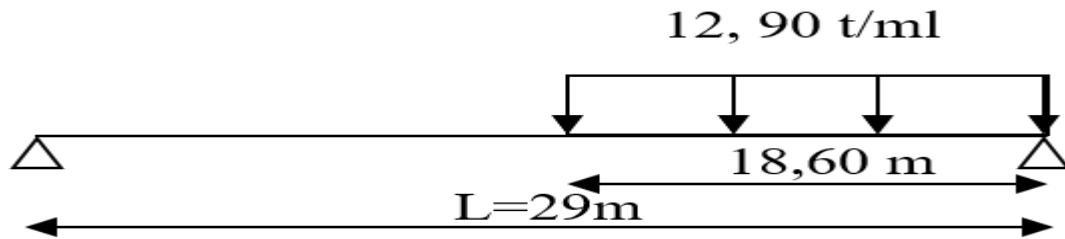


Figure V. 17:Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0 L$).

$$R_A + R_B = 240t$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 29R_A = 240 \times 9.3$$

$$\text{Alors : } R_A = 76.97t$$

$$R_B = 163.03t$$

$$\text{Donc : } T_{D240max}(X = 0L) = R_B = 163.03t$$

$$T_0(X = 0L) = \frac{T_{D240max}}{9} = 18.115t$$

A $X=0.25L$:

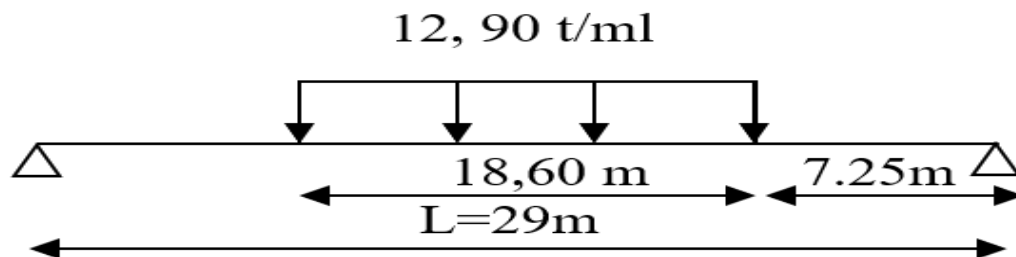


Figure V. 18:Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0.25L$).

$$R_A + R_B = 240t$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 29R_A = 240 \times (9.3 + 7.25)$$

$$\text{Alors : } R_A = 136.97t$$

$$R_B = 103.03t$$

$$\text{Donc : } T_{D240max}(X = 0.25L) = R_A = 136.97t$$

$$T_0(X = 0.25L) = \frac{T_{D240max}}{9} = 15.22t$$

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dus à la surcharge D240 sont représentées dans le tableau V.9 :

Tableau V. 10: Moment fléchissant et efforts tranchants dus au surcharge D240

Surcharge	Q(t)	$M_{D240max} (t.m)$	$M_0(t.m)$	X(m)	$T_{D240max}(t)$	$T_0(t)$
D240	12.9	1182.14	131.35	0	163.03	18.115
				L/4	136.97	15.22

V.3. CONCLUSION :

Le calcul des moments et des efforts tranchants dans ce chapitre a été effectué afin de déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal causées par les différentes surcharges routières (A (L), B, Mc120, D240).

Les résultats du calcul sont les suivants :

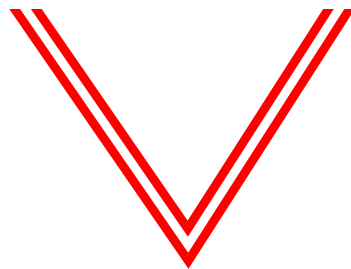
- $M_{max} = 1226.178t.m$ (sous la charge A(l) a $x=0,5L$ sur 4 voies chargé).

- $T_{max} = 169.128t$ (sous la charge A(l) a $x=0L$ sur 4 voies chargé).

Dans les prochains chapitres, nous allons examiner les sollicitations qui seront prises en compte pour le calcul du ferrailage passif et actif.



CHAPITRE VI
REPARTITION TRANSVERSLAE
DES EFFORTS



VI.1. INTRODUCTION :

Dans le chapitre précédent, nous avons déterminé les valeurs maximales des sollicitations globales associées à chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier. Dans ce chapitre, notre but est d'effectuer une étude sur cette question.

En répartissant ces sollicitations de manière transversale, on peut obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, puis on déduit la poutre la plus sollicitée.

VI.2. CHOIX DE LA METHODE :

Le paramètre d'entretoisement « θ » est défini par la formule suivante pour choisir la méthode :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \rightarrow \begin{cases} \text{Si } \theta < 0.3 \rightarrow \text{La méthode de J. Courbon} \\ \text{Si } \theta \geq 0.3 \rightarrow \text{La méthode de Guyon – Massonnet.} \end{cases}$$

Avec :

ρ_p : Rigidité flexionnelle de la poutre.

ρ_E : Rigidité flexionnelle de l'entretoise.

VI.3. Présentation de la méthode de Guyon-Massonnet :

- La méthode Guyon-Massonnet est une méthode pratique qui permet de déterminer la section la plus sollicitée transversalement et de calculer les dalles ou les réseaux de poutres. Elle est largement utilisée pour le calcul des tabliers de ponts. D'abord conçue pour les dalles isotropes, elle a été développée pour les dalles orthotropes. Toutefois, elle requiert plusieurs ajustements pour le calcul des véritables ouvrages.
- La méthode repose sur l'idée d'une travée indépendante, de portée L et de largeur $2b$, dont l'ossature est formée par une poutraison croisée de m poutres longitudinales (portée L , espacement $L1$) et de (n) entretoises (portée $2b$, espacement $b1$) intermédiaires, disposées transversalement. La rigidité de flexion $B_p = EI_p$ et la rigidité de torsion $C_p = GK_p$ sont les mêmes pour toutes les poutres. De la même manière, toutes les entretoises présentent une même rigidité de flexion $B_E = EI_E$ et une rigidité de torsion $C_E = GK_E$.

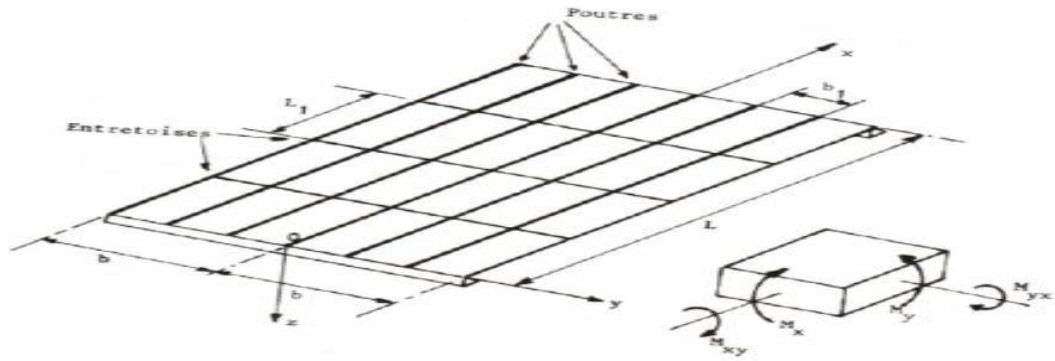


Figure VI. 1: Assimilation du réseau de poutres à une dalle orthotrope

- La plaque orthotrope équivalente présente une largeur active qui diffère souvent de sa largeur réelle et qui est calculée selon la formule suivante : $2b_{equ} = m \times b_p$
- Les poutres dont l'espacement b_p est identique. Comme nous allons le constater plus loin, il est nécessaire de prendre en considération la largeur active lors des calculs afin de respecter la méthode GM. La section transversale de la plaque orthotrope équivalente (représentée en rouge) est présentée dans la Figure VI.2 lorsque la largeur réelle $2b$ est inférieure à la largeur équivalente $2b_{equ}$.

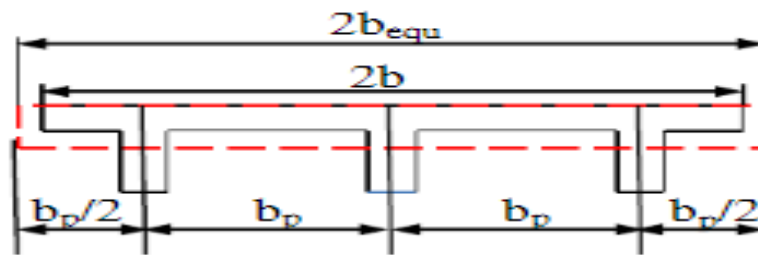


Figure VI. 2: Plaque orthotrope équivalente

- Les deux paramètres fondamentaux (paramètres sans dimension)
 - **paramètre d'entretoisement θ** : a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion $\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$
- Avec : b : demi-largeur de la dalle
 L : portée de la travée
 Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement, plus grand est θ , plus souple est l'entretoisement.

- **paramètre de torsion α** :

L'équation différentielle d'un grillage simple des poutres dont les rigidités sont réparties :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y)$$

Tel que : $\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha \sqrt{\rho_p \times \rho_E}$

Alors il résulte :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \text{ ou } : 0 \leq \alpha \leq 1$$

Avec :

$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$: Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{L_1}$: Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Et : $C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum h_i b_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$ avec : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4167E$

$$C_D = 2GI_D$$

Tel que :

ν : Coefficient de poisson. ($\nu = 0.2$)

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

h_i, b_i : Dimensions de la poutre équivalente.

b_1 : Entraxe des poutres.

d: Epaisseur de l'hourdis.

I_D : Inertie de la dalle.

VI.4. Détermination des paramètres adimensionnels θ et α :

VI.4.1. Calcul de paramètre d'entretoisement θ :

a) Calcul de la rigidité flexionnelle de la poutre " ρ_p "

□ Calcul du moment d'inertie équivalente de la poutre " I_p " :

Remarque : La poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie moyenne équivalente qui vaut : $I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$

Avec :

I_0 : Moment d'inertie de la poutre à l'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la poutre en section médiane avec hourdis.

On a :

$$I_0 = 36141956,62 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 30205622,16 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0) = 36141956,62 + \frac{8}{3\pi} (30205622,16 - 36141956,62)$$

$$\rightarrow I_p = 31100483,62 \text{ cm}^4$$

Les facteurs essentiels de calcul :

Largeur totale du tablier : $L_a = 14.50 \text{ m}$

Nombre de poutre : $n=9$

Espacement des poutres : $b_1=1,66\text{m}$

Une bande de longueur du tablier : $L_1=1\text{ m}$

Epaisseur de l'hourdis : $d=0.2\text{m}$.

Inertie de la poutre : $I_p = 31100483,62\text{cm}^4$

La largeur active : $b=nb_1/2=7.47\text{m}$

$$\text{Alors : } \rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{31100483,62}{166} E = 187352,311E$$

b) Calcul rigidité flexionnelle de la dalle ρ_E :

□ **Calcule de I_D :**

Remarque : L'inertie de l'entretoise est négligeable, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises, alors le moment d'inertie d'une entretoise ($I_E = I_D$).

Donc on prend une bande de 1m de largeur et 0,2m d'épaisseur de la dalle :

$$I_D = \frac{L_1 \times d^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.67\text{cm}^4$$

$$\text{Alors : } \rho_E = \rho_D = \frac{EI_D}{L_1} = \frac{66666.67}{100} E = 666.67E$$

c) Le paramètre d'entretoisement « θ » :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{7.47}{29} \times \sqrt[4]{\frac{187352.311E}{666.67E}} = 1.055$$

On a donc $\theta > 0.3$ alors on peut appliquer la méthode de Guyon-Massonnet

VI.4.2. Calcul de paramètre de torsion α :

a) Calcul de rigidité torsionnelle des poutres " γ_p " :

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre, il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

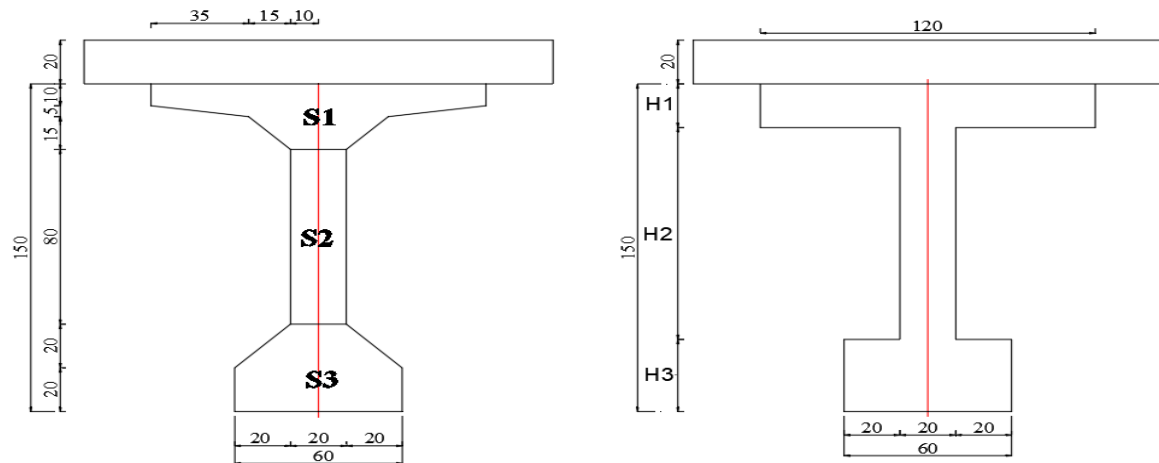


Figure VI. 3:Section médiane courante / Section médiane équivalente

D'après la figure VI.3, nous avons :

$$S1 = H1 \times 1.20 = 0.215 \text{ m}^2$$

$$S3 = H3 \times 0.60 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors: } H1 = \frac{S1}{1.20} = \frac{0.215}{1.2} = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

$$H3 = \frac{S3}{0.6} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } H2 = 150 - H1 - H3 = 150 - 18 - 33 = 99 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum h_i b_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$$

$$C_p = \left[120 \times 18^3 + 99 \times 20^3 + 60 \times 33^3 + \frac{166 \times 20^3}{2} \right] \times \frac{0.4167E}{3}$$

$$\text{Alors : } C_p = 598945,134E$$

$$\text{Donc : } \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{598945,134E}{166} = 3608,10322E$$

b) Calcul de la rigidité torsionnelle de la dalle : " γ_D "

$$C_D = 2GI_D = 2 \times 0.4167 \times E \times 66666.67 = 55560.0028E$$

$$\text{Donc : } \gamma_D = \frac{C_D}{L1} = \frac{55560.0028E}{100} = 555.600028E$$

c) La paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{3608.10322E + 555.600028E}{2\sqrt{187352.311E \times 666.67E}} = 0,204$$

⇒ Alors : $\theta = 1.055$ et $\alpha = 0.204$

VI.5. DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE K_0 :

Le coefficient de répartition transversale K dépend du paramètre de l'entretoisement θ , du paramètre de torsion α et de l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$Si : 0.3 \leq \theta \leq 1 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta \text{ tel que : } \beta = 1 - \exp\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)$$

$$Si : 1 \leq \theta \leq 2 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$$

Telle que : K_0 : valeur de k pour $\alpha = 0$. et K_1 : valeur de k pour $\alpha = 1$.

Les valeurs de K pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet

Dans le cas où θ calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation et si la poutre se trouve entre deux sections on fait une interpolation.

a) Évaluation des valeurs de K :

On a : $\theta = 1.055$ alors on fait une interpolation entre les tableaux de $\theta = 1$ et $\theta = 1.1$ [ANNEXE B]

⇒ Le tableau suivant donne le coefficient K_0 pour $\theta = 1.055$

Tableau VI. 1: Valeurs de K_0 pour $\theta = 1.055$

$\theta = 1.055$	Alfa=0⇒ K_0								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.63784	0.125575	0.977805	1.918365	2.47399	1.918365	0.977805	0.125575	-0.63784
b/4	-0.504945	-0.13656	0.32839	1.025485	1.918365	2.467505	1.876825	0.80764	-0.304765
b/2	-0.26374	-0.16926	-0.013885	0.32839	0.977805	1.876825	2.48224	2.010115	1.12262
3b/4	-0.041155	-0.11457	-0.16926	-0.13656	0.125575	0.80764	2.010115	3.409215	4.341145
b	0.159695	-0.041155	-0.26374	-0.504945	-0.63784	-0.304765	1.12262	4.341145	9.379075

⇒ Le tableau suivant donne le coefficient K_1 pour $\theta = 1.055$:

Tableau VI.2 : Valeurs de K_1 pour $\theta = 1.055$

Tableau VI. 2: Valeurs de K_1 pour $\theta = 1.055$

$\theta = 1.055$		Alfa=1 $\Rightarrow K_1$							
e \ y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	b
0		0.430135	0.61333	0.92626	1.38158	1.707405	1.38158	0.92626	0.430135
b/4		0.221065	0.332545	0.535005	0.88673	1.38158	1.74542	1.4787	0.77672
b/2		0.11551	0.180765	0.303455	0.535005	0.92626	1.4787	1.936645	1.53953
3b/4		0.06449	0.104265	0.180765	0.332545	0.61333	1.090425	1.79353	2.72694
b		0.038445	0.06449	0.11551	0.221065	0.430135	0.82622	1.53953	4.41943

Calcul de coefficient K_α pour $\theta = 1.055$

Dans notre cas : $1 \leq \theta = 1.055$, alors : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$

$\alpha = 0.204 \rightarrow \alpha^{0.5} = 0.452$, donc : $K_\alpha = K_0 + 0.452 \times (K_1 - K_0)$

$\Rightarrow$ Le tableau suivant donne le coefficient K_α pour $\theta = 1.055$:

Tableau VI. 3: Valeurs de K_α pour $\theta = 1.055$

$\theta = 1.055$		Alfa=0.204 $\Rightarrow K_\alpha$							
e \ y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	b
0		-0.1551153	0.34604026	0.95450666	1.6757381	2.12749	1.675738	0.9545066	0.3460402
b/4		-0.176788	0.07547546	0.42177998	0.9627677	1.67573	2.141122	1.696872	0.9354588
b/2		-0.092319	-0.0110487	0.12955268	0.4217799	0.95450	1.696872	2.2356310	1.9122185
3b/4		0.00659654	-0.015656	-0.0110487	0.0754754	0.34604	0.935458	1.9122185	2.9995199
b		0.10489	0.00659654	-0.092319	-0.176788	-0.15511	0.206440	1.3110633	3.6115243

Calcul du coefficient de répartition K_α pour les poutres :

Tableau VI. 4:: Valeurs K_α de pour les poutres

$\theta = 1.055$		Alfa=0.204 $\Rightarrow K_\alpha$							
e \ y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	b
0		-0.155115	0.346040	0.954506	1.67573	2.127494	1.675738	0.954506	0.346040
b/4		-0.174380	0.105538	0.48097	1.04198	1.725933	2.089413	1.614387	0.869967
b/2		-0.111089	0.008178	0.194492	0.541999	1.11478	1.795594	2.115906	1.695160
3b/4		0.0006067	-0.015377	-0.00253	0.096445	0.382886	0.981565	1.931802	2.933678
b		0.071034	-0.001068	-0.06432	-0.0899	0.0175	0.457539	1.518121	3.400729

VI.6. CALCUL DES MOMENTS REELS DANS CHAQUE POUTRE :

Le moment réel des poutres : $M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$

Tableau VI. 5: Valeurs de K_{amoy} et moments réels dans chaque poutre a $X=L/2$

Système		M ₀ (t.m)	PI		PII		PIII		PIV		PV	
			K _{amoy}	M _{réel} (t.m)	K _{amoy}	M _{réel} (t.m)	K _{amoy}	M _{réel} (t.m)	K _{amoy}	M _{réel} (t.m)	K _{amoy}	M _{réel} (t.m)
G		314.91	1	314.91	1	314.91	1	314.91	1	314.91	1	314.91
A(L)	1 voies	34.06	0.480	16.362	1.021	34.790	1.758	59.886	2.656	90.469	2.965	100.971
	2 Voies	68.12	1.088	74.106	1.498	102.072	1.740	118.500	1.817	123.758	1.719	117.085
	3 Voies	102.18	1.335	136.450	1.414	144.452	1.399	142.904	1.274	130.135	1.172	119.734
	4 Voies	136.24	1.174	159.995	1.137	154.969	1.081	147.252	0.958	130.565	0.892	121.518
St	1tr	1.31	0.038	0.049	0.137	0.179	0.099	0.130	0.006	0.008	0.038	0.050
	2tr	2.19	0.241	0.527	0.542	1.187	1.692	3.705	1.879	4.115	3.276	7.174
Bc	1 Camion	40.55	0.412	16.717	0.921	37.336	1.688	68.450	2.755	111.713	3.252	131.860
	2Camions	75.04	0.904	67.810	1.392	104.476	1.795	134.686	2.060	154.547	2.067	155.089
	3Camions	97.84	1.259	123.177	1.493	146.095	1.582	154.820	1.528	149.488	1.403	137.237
	4Camions	110.16	1.313	144.647	1.341	147.753	1.299	143.076	1.166	128.405	1.028	113.291
Convoi	Mc120	85.56	1.755	150.175	1.604	137.272	1.186	101.474	0.543	46.455	0.260	22.254
	D240	131.35	1.995	262.023	1.702	223.615	1.160	152.374	0.457	60.011	0.121	15.951

VI.7. COMBINAISON DE CHARGE POUR LE MOMENT MAX :

Tableau VI. 6: Les combinaisons des moments a L'ELU et L'ELS

Combinaison de charges		PI	PII	PIII	PIV	PV
ELS	G+1.2 A(L)+ST	507.536	502.297	496.058	476.526	469.341
	G+1.2 BC+ST	489.119	493.639	491.047	473.935	459.469
	G+1.2 MC120	495.120	479.637	436.679	370.656	341.615
	G+D240	629.337	583.248	216.909	386.923	334.051
ELU	1.35G+1.6A(L)+1.6ST	681.964	674.978	666.659	640.617	631.037
	1.35G+1.6BC+1.6ST	657.407	663.434	659.978	637.162	617.874
	1.35G+1.35MC120	627.865	610.446	562.119	487.842	455.172
	1.35G+1.35D240	778.859	727.009	630.834	506.143	446.662

Remarque : le détail des calculs se trouve en ANNEXE B.

VI.8. CONCLUSION :

La méthode de Guyon-Massonnet a été utilisée pour étudier la répartition transversale des sollicitations afin d'obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, et de déterminer la poutre la plus sollicitée pour notre ouvrage.

Selon cette étude, il est évident que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre PI, ce qui signifie que la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale.



CHAPITRE VII

Modélisation de tablier (Logiciel ROBOT)



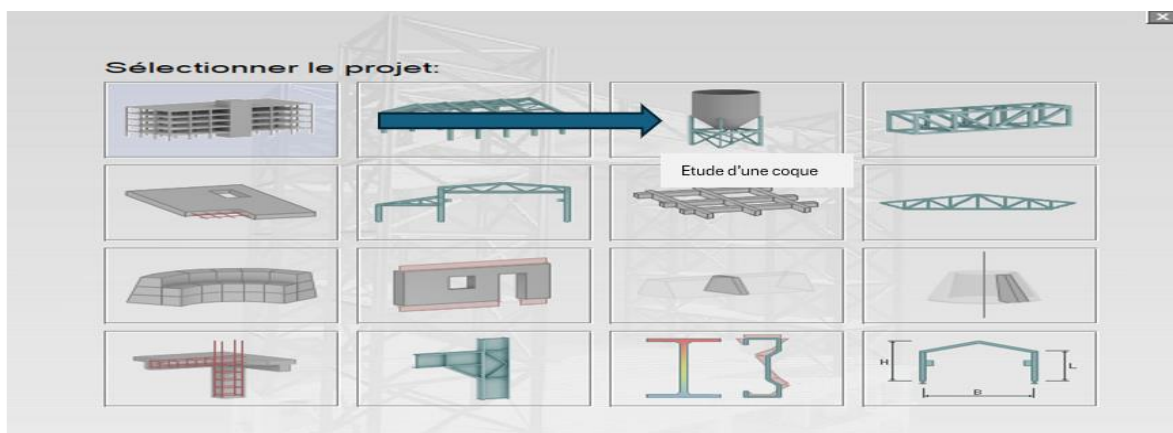
VII.1. INTRODUCTION :

ROBOT (Auto desk Robot) « Structural Analysis Professional » est un logiciel qui permet de calculer et d'optimiser des structures en utilisant l'analyse par éléments finis. On peut étudier différents types de structures planes et spatiales, tels que les treillis, les portiques, les structures mixtes, grillages des poutres, les plaques, les coques, et bien d'autres encore. ROBOT permet également de simuler une charge rotative, qui est une combinaison de forces de directions, de valeurs et de positions. Il convient à des constructions en acier, bois, béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes. ROBOT Professional peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponible). Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

VII.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE :

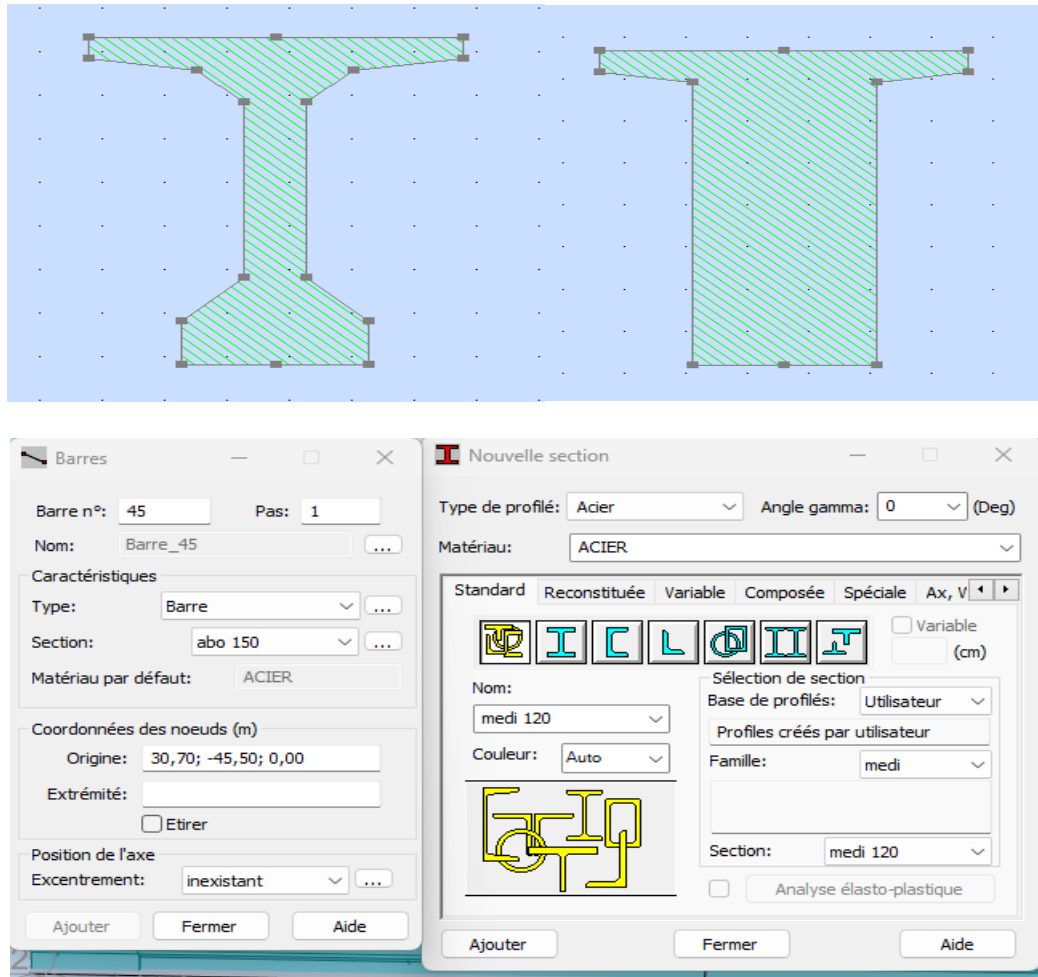
Comme l'ouvrage est isostatique avec trois travées indépendantes, une travée à poutres en BP sera étudiée (une dalle d'une épaisseur de 20 cm avec 9 poutres de 30 m de longueur). Les poutres sont perçues comme un élément de section, elles sont appuyées sur des appuis simples et doubles, tandis que la dalle est considérée comme un élément de panneaux.

Le choix d'affaires c'est la 1ère étape comme montré sur la figure suivante :



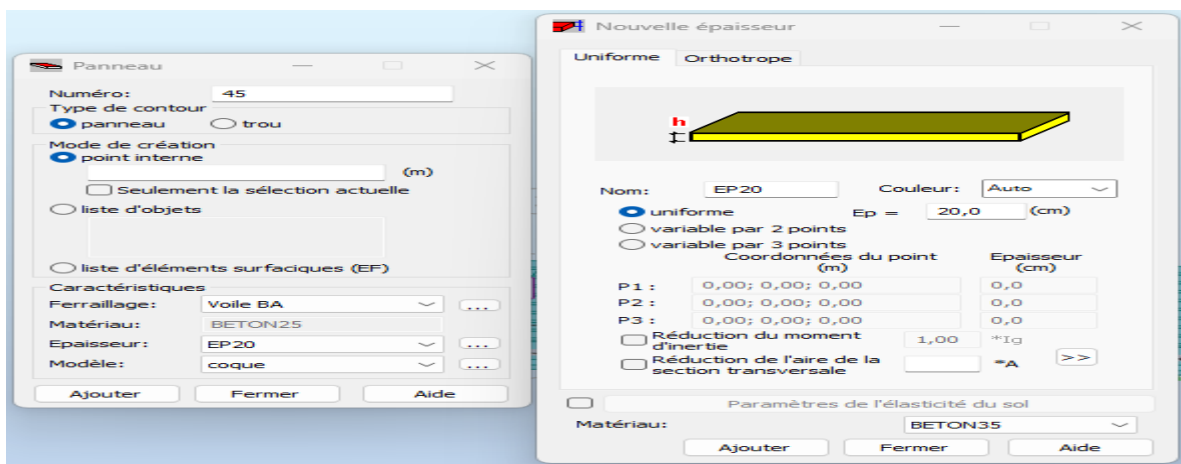
FigureVII. 1:Choix à faire

VII.2.1. Modélisation de la poutre :



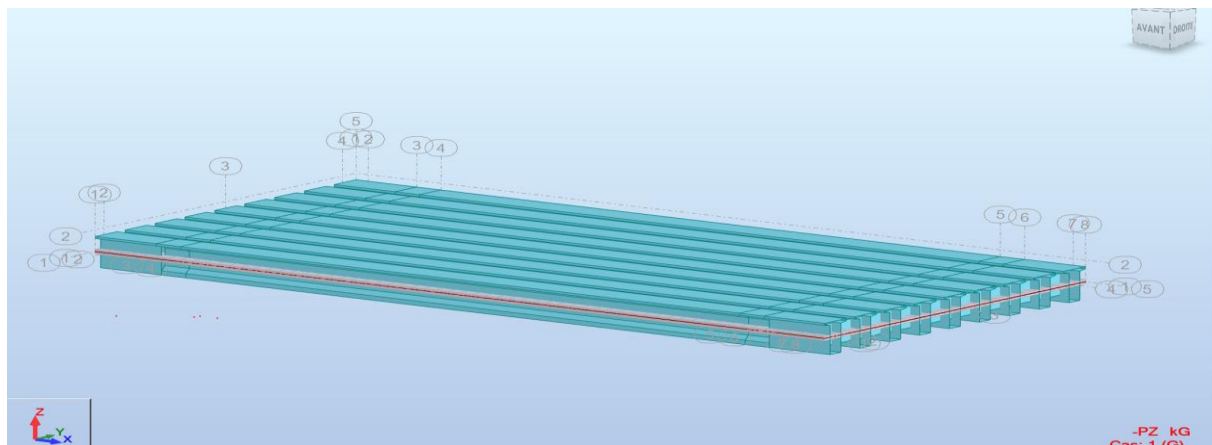
FigureVII. 2:Modélisation de la poutre

VII.2.2. Modélisation de la dalle :



FigureVII. 3:Modélisation de la dalle

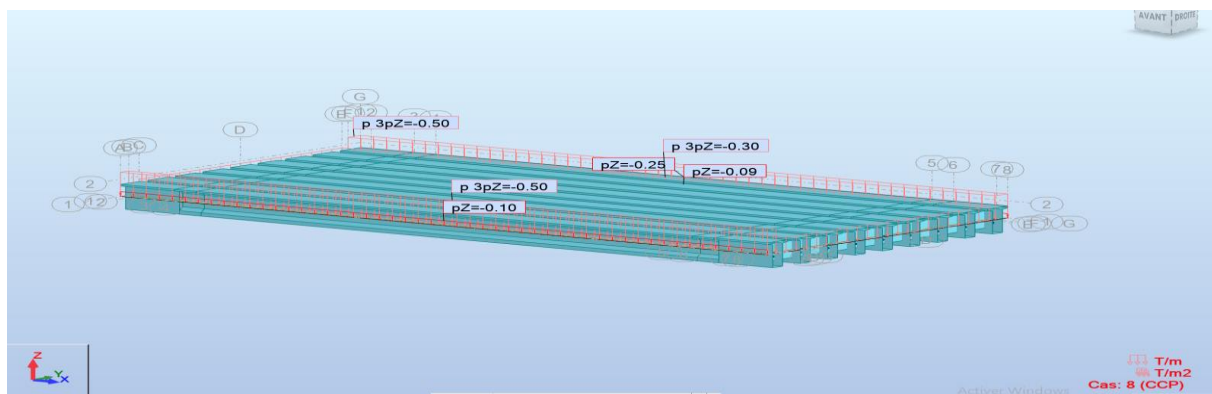
VII.2.3. Modélisation du tablier :



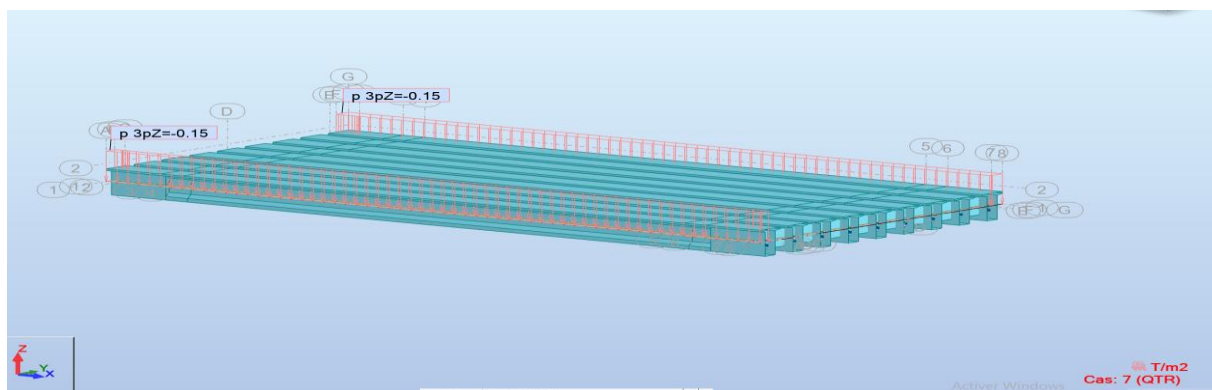
FigureVII. 4:Modélisation du tablier

VII.2.4. Disposition des différents cas de charges :

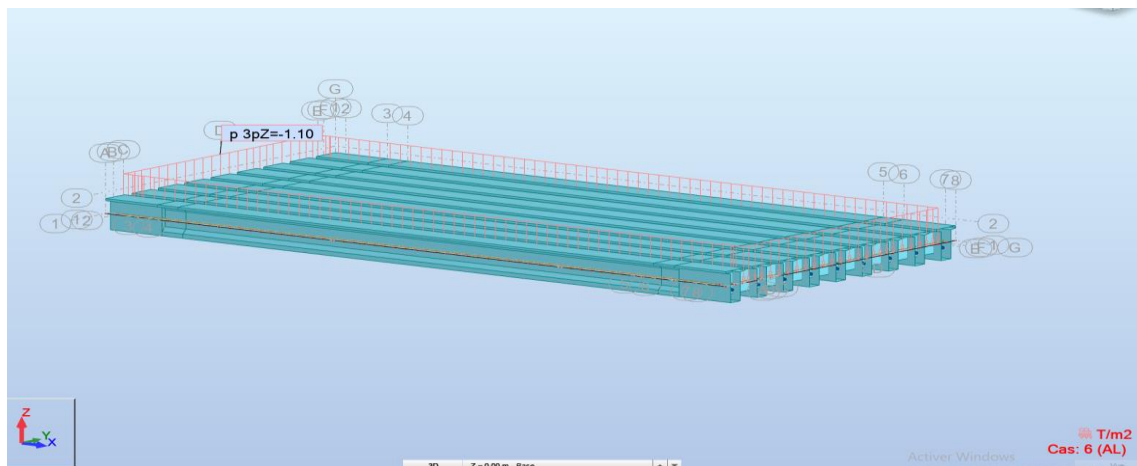
Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues : au poids propre (CP) , au complément de poids propre (CCP) ,à la charge A(L), à la surcharge Bc , aux surcharges militaires Mc120 ,au convoi exceptionnel D240 et aux surcharges de trottoir St



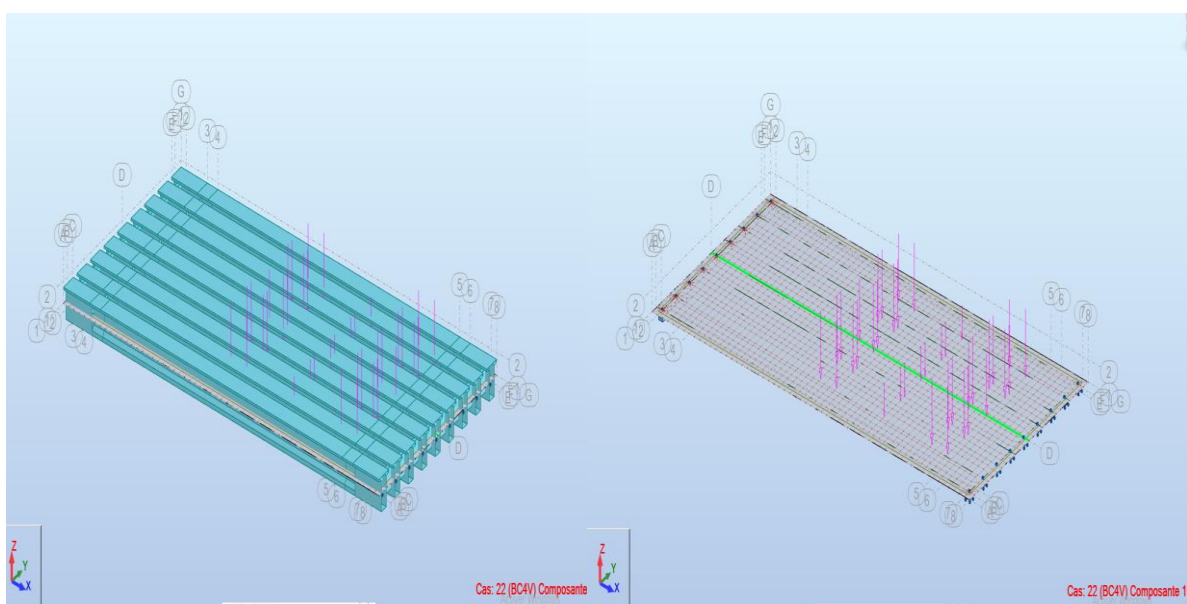
FigureVII. 5:Exemple d'introduction des CCP



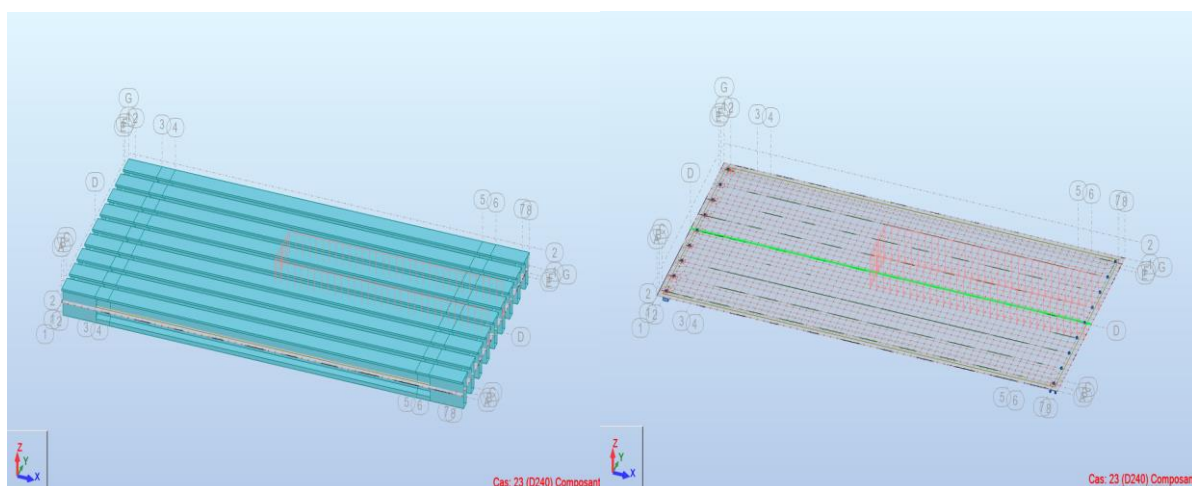
FigureVII. 6:Exemple d'introduction de surcharge de trottoir



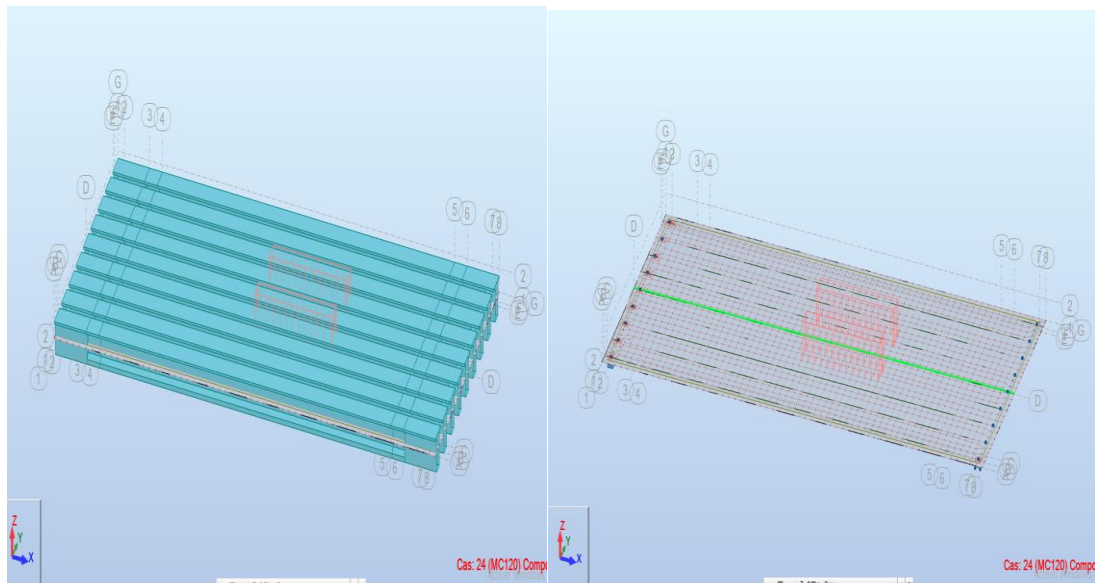
FigureVII. 7: Exemple d'introduction de surcharge A(L) Pour 4 voies chargées



FigureVII. 8:Exemple d'introduction de surcharge BC pour 4 voies chargées

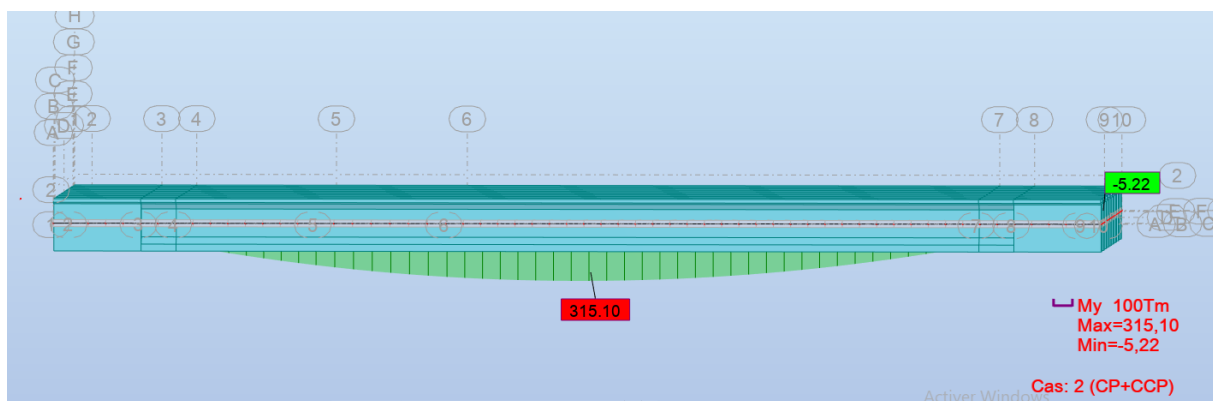


FigureVII. 9:Exemple d'introduction de surcharge du convoi D240

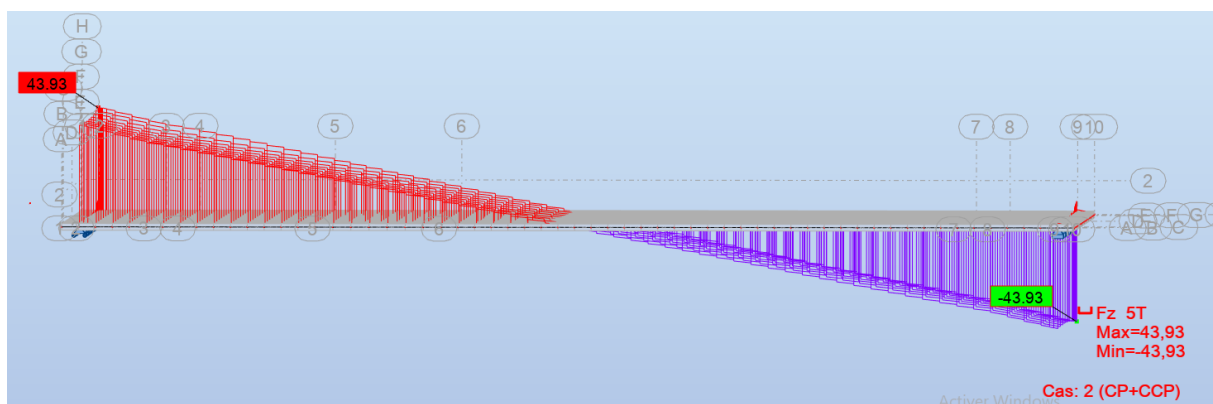


FigureVII. 10:Exemple d'introduction de surcharge militaire MC120

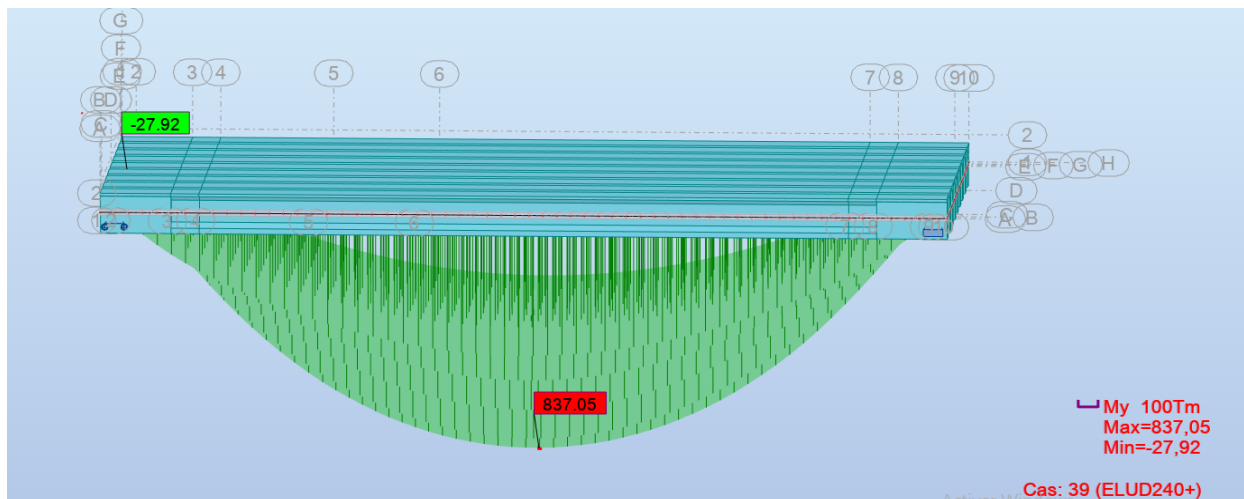
VII.3. RESULTATS DE CALCUL OBTENUS PAR LE LOGICIEL ROBOT :



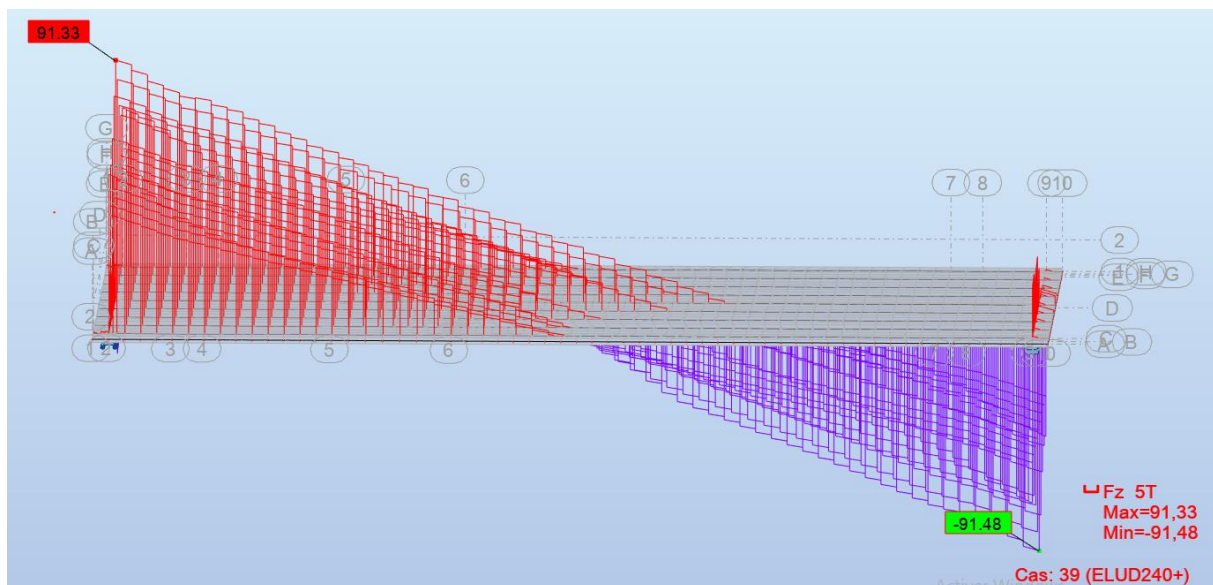
FigureVII. 11:Diagramme des moments fléchissant dus aux charges permanentes.



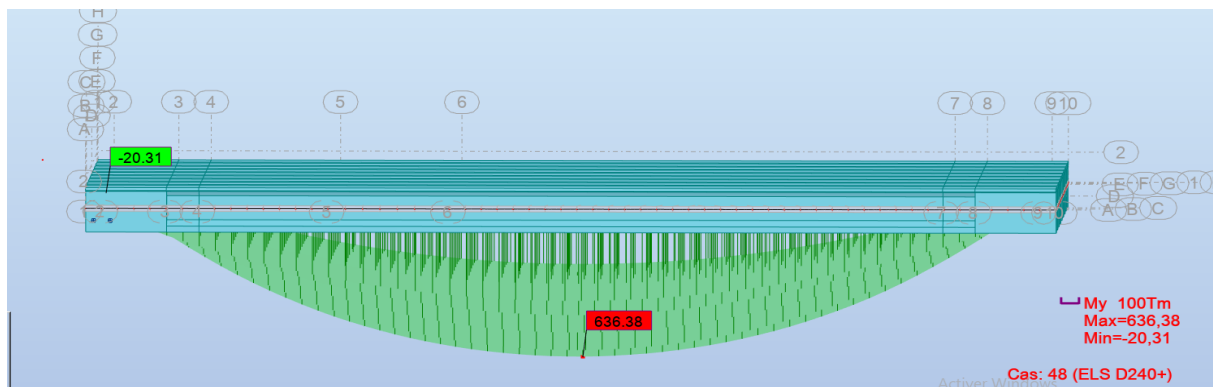
FigureVII. 12:Diagramme de l'effort tranchant due aux charges permanentes.



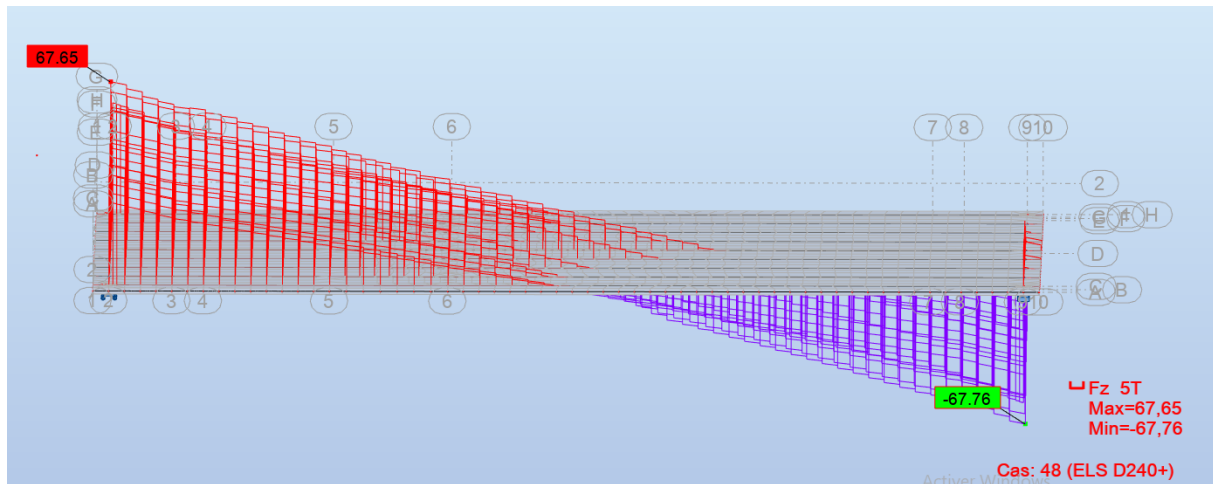
FigureVII. 13:Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELU (1.35G+1.35D240)



FigureVII. 14:Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELU (1.35G+1.35D240)



FigureVII. 15: Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS (G+D240)



FigureVII. 16:Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS (G+ D240)

N.B : les résultats des autres combinaisons sont donnés dans L'ANNEXE C

VII.3.1. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants max :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BAEL

Les valeurs des sollicitation max sous combinaison (à ELS et ELU) Pour la poutre la plus sollicitée (Poutre centrale PI) sont représentées dans le tableau VII.1 :

Tableau VII. 1/Les valeurs des sollicitation max sous combinaison (à ELS et ELU) Pour la poutre la plus sollicitée

	Combinaison	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
ELS	G+1.2 A(L)+ST	510.03	58.53
	G+1.2 BC+ST	505.05	65.72
	G+MC120	542.54	56.95
	G+D240	636.38	67.76
ELU	1.35G+1.6A(L)+1.6ST	698.21	78.61
	1.35G+1.6BC+1.6ST	665.76	81.44
	1.35G+1.35MC120	629.59	73.26
	1.35G+1.35D240	837.05	91.48

Donc : les sollicitations max sont données par les combinaisons suivantes :

A l'ELS : $M_{SER} = 636.38t.m$ et $T_{ser} = 67.76t \rightarrow$ sous la combinaison (G + D240) pour la poutre centrale PI la plus sollicitée

A l'ELU : $M_u = 837.05t.m$ et $T_u = 91.48t \rightarrow$ sous la combinaison (1.35G + 1.35D240) pour la poutre centrale PI la plus sollicitée

Et le moment et effort tranchant dus aux poids propres : $M_G = 315.10t.m$ et $T_G = 43.93t$

VII.3.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :

Les valeurs des moments fléchissant max à mi-travées calculés par la méthode de GUYON MASSONET sont comparées avec celles obtenues par ROBOT pour la poutre la plus sollicitée (PI).

Le tableau ci-dessous présente les résultats :

Tableau VII.2 : Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT

Tableau VII. 2 :Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT

Combinaison		ROBOT	GUYON MASSONET	Différence (%)
ELS	G+1.2 A(L)+ST	510.03	507.536	0.5
	G+1.2 BC+ST	505.05	489.119	3.14
	G+1.2 MC120	542.54	495.120	8.75
	G+D240	636.38	629.337	1.09
ELU	1.35G+1.6A(L)+1.6ST	698.21	681.964	2.34
	1.35G+1.6BC+1.6ST	665.76	657.407	1.25
	1.35G+1.35MC120	629.59	627.865	0.28
	1.35G+1.35D240	837.05	778.859	6.93

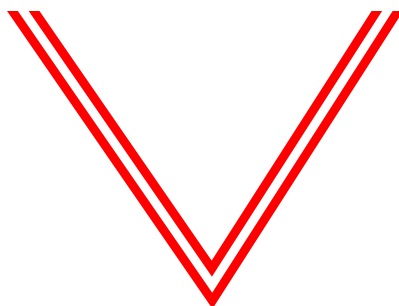
VII.4. CONCLUSION :

Nous avons réalisé une modélisation du tablier de notre projet en utilisant le logiciel ROBOT dans ce chapitre. L'analyse des résultats obtenus par le calcul manuel à l'aide de la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel ROBOT révèle une légère disparité entre les deux.



CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VIII.1. INTRODUCTION :

Le béton est un matériau hétérogène qui possède une très bonne résistance à la compression. En revanche, il présente une résistance à la traction extrêmement faible. Dans cette optique, la précontrainte est utilisée afin d'obtenir des pièces qui ne seront utilisées qu'à la compression.

Selon Eugène FREYSSINET, l'inventeur de la précontrainte, en 1928, la précontrainte consiste à soumettre une construction à des forces supplémentaires qui déterminent des contraintes, comme leur composition avec celles qui découlent des charges, ce qui donne en tout point des résultats inférieurs aux contraintes limites que la matière peut supporter sans modification indéfinie. On distingue deux modes de précontrainte :

- **Précontrainte par post-tension :** Les armatures sont tendues en s'appuyant sur le béton, une fois qu'il a durci.
- **Précontrainte par pré tension :** Les armatures sont tendues à l'avance puis on vient couler le béton dessus.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post tension.

Dans ce chapitre, on s'intéresse d'une part à la détermination de l'effort de précontrainte à appliquer, d'où le nombre de torons nécessaire, ainsi qu'aux pertes de précontrainte, et d'autre part au ferrailage de la poutre.

VIII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (PI)

VII.2.1 Caractéristiques des matériaux :

Béton :

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

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes admissibles} \rightarrow \begin{cases} \text{a/ En compression} \begin{cases} \text{En construction: } \sigma_{bc1} = 21.00 \text{ MPa} \\ \text{En service : } \sigma_{bc1} = 17.50 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{b/ En traction} \begin{cases} \text{En construction: } \sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} \\ \text{En service : } \sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \end{cases} \end{cases}$$

Aciers :

Cable : 12T15s

f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1860 MPa.

f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1674 MPa.

La section nominale de l'acier $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.

Diamètre de la gaine = 80 mm

VIII.2.2. Détermination du nombre de câbles à mi-travée :

La précontrainte se calculera pour la section de la poutre avec hourdis à mi travée qui a pour caractéristiques

Tableau VIII. 1:Caractéristiques de la poutre a mi-travée

	Section médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m²)	0.5750	0.9110
V' (m)	0.8048	1.0981
V (m)	0.6952	0.6019
I_G (m⁴)	0.1668	0.3020
ρ	0.29	0.33

L'enrobage : $d' = \frac{150}{10} = 0.15 \text{ m}$ on prend $d' = 0.12 \text{ m}$

Avec : $M_{max} = 6.3629 \text{ MN.m}$

$$M_{min} = 3.15 \text{ MN.m} \rightarrow \Delta M = 3.2114 \text{ MN.m}$$

$M_p = 1.53 \text{ MN.m}$; tel que M_p : Moment du au poids propre de la poutre seul (Obtenu par Robot)

Valeur minimale de la précontrainte P_{min} :

On calcule les valeurs de PI et PII correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique ; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section.

$$P_{min} = \text{Sup}(PI, PII)$$

$$\text{Avec : } PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{V} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} \quad \text{et} \quad PII = \frac{M_M + \frac{I}{V'} \sigma_{bt2}}{V' + \rho \times h - d'}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} PI = 0.82 \text{ MN} \\ PII = 4.33 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow PII > PI \text{ la section est sur critique}$$

$$\text{Alors : } P_{min} = \text{Sup}(0.82 \text{ MN} ; 4.44 \text{ MN}) = 4.44 \text{ MN}$$

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

$$P_0 = \min\{2.68 ; 2.71\} = 2.68 \text{ MN}$$

Calcule de nombre de câble :

Estimation des pertes à 25%

On a : $n \geq \frac{P_{min}}{P_u}$; Avec n : nombre de câble

$$P_u = P_0 - \Delta P_i = P_0 - 0.25P_0 = 0.75P_0 = 0.75 \times 2.68 = 2.01MN$$

$$\text{Alors : } n \geq \frac{4.33}{2.01} = 2.16$$

Alors : on prend : $n=3$ câbles de 12T15s.

Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble.

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

$$n \times P_0 \leq Bn \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h}$$

$$Bn \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h} = 15.57MN$$

$$n \times P_0 = 4 \times 1.56 = 8.0352MN \leq 15.57MN \rightarrow (\text{Vérifie}).$$

VIII.2.3. Détermination du nombre de câble à l'about :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi-travée.

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, on doit vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure. Soit la vérification des deux inégalités :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{V}{In}(P \times e_0 + M_p) \geq -1.5f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \dots (1) \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} - \frac{V'}{In}(P \times e_0 + M_p) \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } e_0 = -(V' - d') = -0.9481 (\text{Section sur critique})$$

$$\text{Alors : de (1): } P \leq \frac{\overline{\sigma}_{bt} - \frac{Mp \times V}{In}}{\frac{1}{B} + \frac{V \times e}{I}} \rightarrow P \leq 15.50MN$$

$$\text{De (2): } P \leq \frac{\overline{\sigma}_{bc} + \frac{Mp \times V'}{In}}{\frac{1}{B} - \frac{V' \times e}{I}} \rightarrow P \leq 6.5MN$$

$$\text{D'où : } P = n \times P_0 \rightarrow n = \frac{P}{P_0}$$

Alors : $P \leq 9.3475 \text{ MN} \rightarrow n \leq 3.49$

Et $P \leq 5.63 \text{ MN} \rightarrow n \leq 2.1$

Donc : on prend deux câbles à l'about ($n=2$)

Conclusion :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, deux câbles en intrados à l'about et un seul à l'extrados.

VIII.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension :

Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \\ f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = \overline{\sigma_{cs}} = 0.6 \times f_{cj} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -1.5 \times f_{tj} \\ \overline{\sigma_{tl}} = -f_{tj} \end{cases}$$

Tel que :

$\overline{\sigma_{ci}}$; $\overline{\sigma_{cs}}$: Les contraintes admissibles de compression sur la fibre inférieure et supérieure.

$\overline{\sigma_{ts}}$; $\overline{\sigma_{tl}}$: Les contraintes admissibles de traction sur la fibre inférieure et supérieure.

Avec : $e_0 = -(V' - d')$

En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 - M_p) \geq ?? \overline{\sigma_{ts}}$$

En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V'}{I} (P \times e_0 - M_p) \leq ?? \overline{\sigma_{cs}}$$

Les vérifications :

Première phase : Après 7 jours

Les deux câbles d'about (de la 1^{ère} famille) sont tirés à 50%.

Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à $\Delta P = 10\%$.

On prend juste la section de la poutre seule soumise à la précontrainte et la charge le poids propre de cette poutre.

$$f_{c7} = 23.18 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 1.99\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{tl}} = -1.39\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{ts}} = -2.99\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{cs}} = 13.91\text{MPa}$$

$$P = 0.5 \times (P_0 \times n) \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right) = 2.41\text{MN}$$

Deuxième phase : Après 28 jours.

Les deux câbles d'about sont tirés à 100%. Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à $\Delta P = 10\%$.

On prend juste la section de la poutre seule soumise à la précontrainte et la charge le poids propre de cette poutre.

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

$$f_{t28} = 2.7\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{tl}} = -1.89\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{ts}} = -4.05\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{cs}} = 21\text{MPa}$$

$$P = (P_0 \times n) \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right) = 4.82\text{MN}$$

3ème phase : Après coulage de la dalle

Le 3ème câbles est tiré à 100% à 28 jours. Les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à $\Delta P = 15\%$.

Dans cette phase on prend la section de la poutre avec hourdis soumise à la précontrainte.

Quatrième phase : En service

L'ouvrage est en service.

Mise en tension est déjà faite à 100 %.

Les pertes considérées sont de $\Delta P = 25\%$.

Dans cette phase on prend la section de la poutre avec hourdis soumise à la précontrainte.

Les vérifications sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 2: Vérification des contraintes à la mise en tension

Phase	e_0 (m)	M(MN.m)	P(MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.68	1.53	2.41	3.68	4.78	C.V
Phase 2	0.68	1.53	4.82	1.00	16.94	C.V
Phase 3	0.98	3.15	6.83	0.46	20.33	C.V
Phase 4	0.98	6.36	6.03	7.54	4.92	C.V

[C.V : Condition vérifié]

Interprétation :

Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma}_{ti} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{ts} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Conclusion :

La poutre avec la résistance demandée à 28 jours de 35 MPa Vérifie les contraintes à l'état limite de service (ELS) en stade de préfabrication et en stade d'utilisation.

VIII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES :

VIII.3.1. La disposition des câbles de la première famille (à l'about) :

D'après le règlement SETRA, les câbles de 1^{ère} famille sont généralement tout ancré à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion.

Alors : en fixe un espacement de 40cm entre les câbles à l'about.

Détermination de a_1 et a_2 :

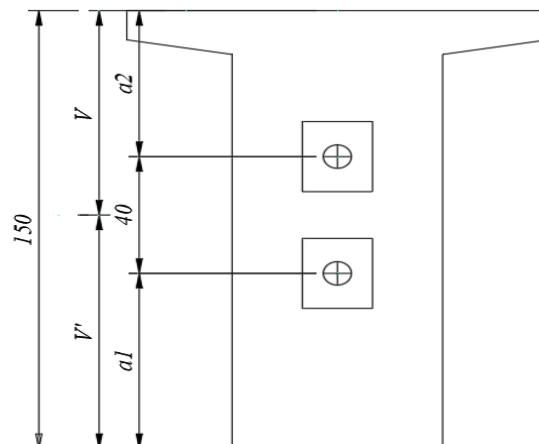


Figure VIII. 1: Disposition des câbles en section d'about

$V'=0.8m$ et $h=1.5m$

On a : $2 \times P_0 \times V' = P_1 \times a_1 + P_2 \times (a_1 + 40)$

$2 \times P_0 \times V' = P_0(2a_1 + 40)$

$$a_1 = \frac{2V' - 40}{2} = 60cm$$

Alors : $a_2 = 150 - 40 - 60 = 50cm$

VIII.3.1. La mise en place de câbles de 2^{ème} famille (à l'extrados) :

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de $\alpha 24,15^\circ$ (standard), la zone de levage l_0 est comprise entre : $l/4 < l_0 < l/3$ sachant que l est le demi longuer de la poutre donc on prendra $l_0 = 4m$. ($X0 = 4m$)

VII.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VII.4.1. Principe :

Le tracé choisi est un tracé parabolique afin d'optimiser l'effet de la précontrainte à la fois sur la résistance en flexion et sur la résistance à l'effort tranchant.

Les câbles de précontrainte présentent des déviations à la fois dans le plan vertical et horizontal.

En règle générale, le tracé vertical d'un câble se compose d'une section rectiligne dans la partie médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme. L'ancrage est précédé d'un alignement droit d'environ un mètre.

VII.4.2. Détermination du tracé :

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

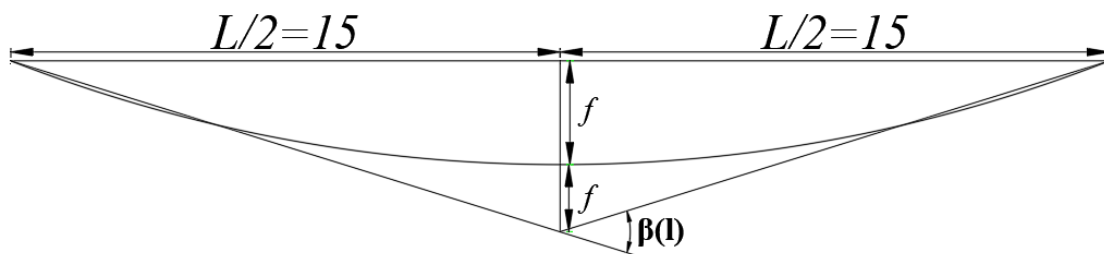


Figure VIII. 2 Disposition du câble

L'angle de déviation β sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

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

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x=0$ et $x = L/2$, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.

Pour $x = 0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$; $X = 40\text{ cm}$. [Voir Annexe D]

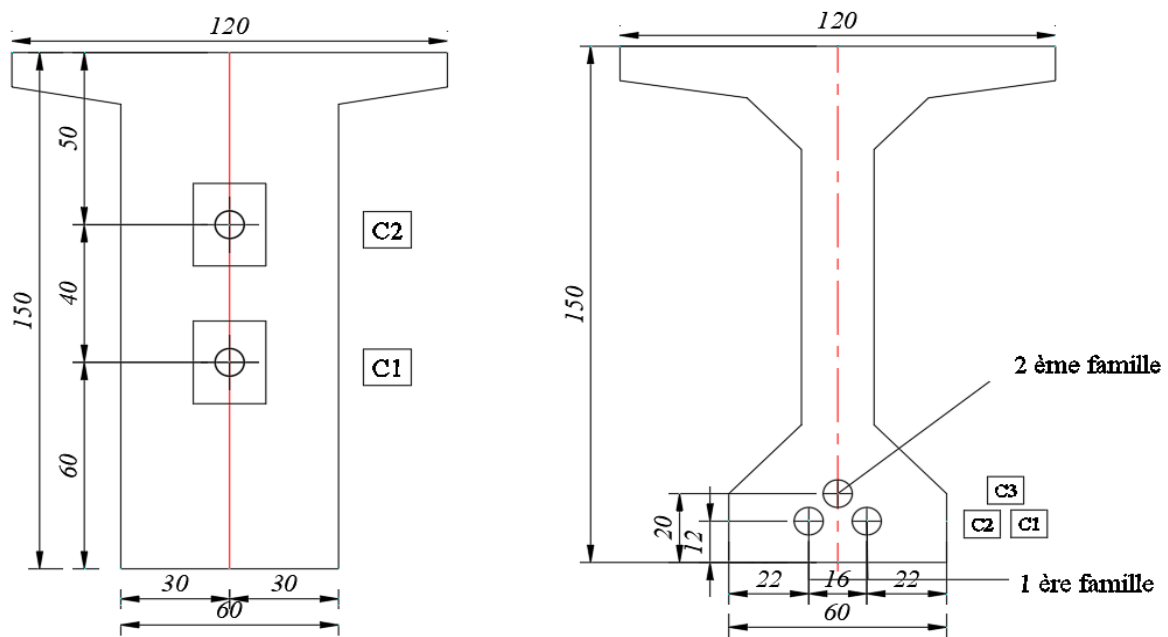


Figure VIII. 3: Disposition des câbles à l'about// Disposition des câbles à mi-travée

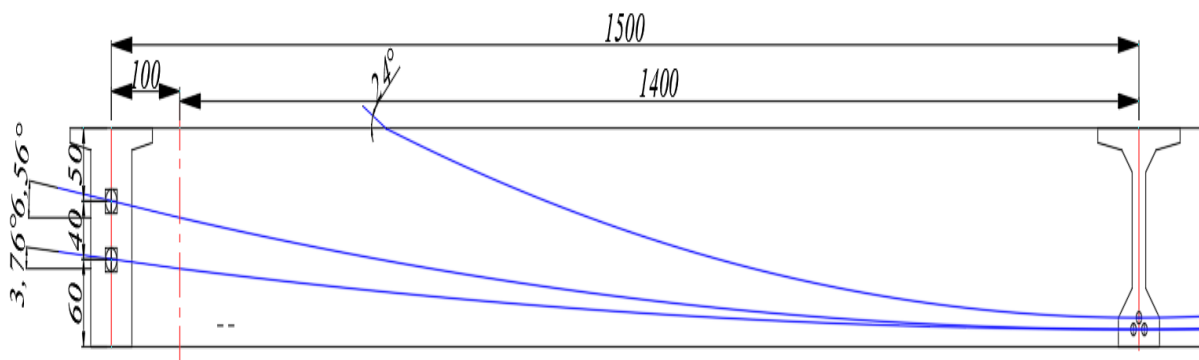


Figure VIII. 4: Trajectoire des câbles

VIII.3.2. Angle de relevage :

L'angle de relevage α à $x=0$ est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre.

V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S.

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

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite à l'ELS tel que : $\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{0.5}$

b_n : est largeur nette de la section d'about telle que : $b_n = b_0 - n \times \emptyset$

n : nombre de gaine par lit

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis : $B_n = B_{(p+d)} - n(\pi \times \frac{\emptyset^2}{4})$

$\emptyset$: Diamètre de la gaine

On a :

$$VM = 0.6765MN$$

$$Vm = 0.4393MN$$

$$b_n = 0.6 - (1 \times 0.08) = 0.52m$$

$$B_n = 1.25 - 1 \left(\pi \times \frac{0.08^2}{4} \right) = 1.24m^2$$

$P = n \times (P_0 - \Delta P_0) = n \times 0.75P_0 = 2 \times 0.75 \times 2.68 = 4.02MN$ (tel que n : nombre de câbles à l'about).

$$\sigma_x = \frac{4.02}{1.24} = 3.25MPa$$

$$\bar{\tau} = [0.4 \times f_{t28} \times (f_{t28} + \sigma_x)]^{0.5} = [0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 3.25)]^{0.5} = 2.54MPa$$

$$\bar{V} = 2.54 \times 0.52 \times 0.8 \times 1.7 = 1.79MN$$

Donc : $-16.11^\circ \leq \alpha \leq 33.72^\circ$

L'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arsin} \left(\frac{V_M - V_m}{2P} \right) = 7.29^\circ$$

Donc :

$$-16.11^\circ \leq \alpha_{c1} = 3.76^\circ \leq 33.72^\circ$$

$$\text{et } -16.11^\circ \leq \alpha_{c2} = 6.56^\circ \leq 33.72^\circ$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII. 3:Caractéristiques du tracé des câbles a l'about

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	15			
C1	28	3.67	0.6	0.54	0.12	0.42	235.66	0.059
C2	28	6.56	0.4	0.29	0.12	0.17	593.93	0.024
C3	22	24.15	1.4	0.95	0.2	0.75	80.49	0.137

VIII.4. CALCUL DES PERTES :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte 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 : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte ;

Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.4.1. Pertes de tension instantanées :

VIII.4.1.1. Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σ_{p0} diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f \times \alpha + \phi \times x)}$$

σ_{p0} : la tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

α : L'angle de relevage du câble en rad

x : la distance de la section considérée (m)

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) è $\varphi = 0.002 m^{-1}$

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta \sigma_{frott}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \alpha + \varphi \times x)})$$

Tableau VIII. 4: Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	X(m)	α (rad)	$f \times \alpha + \varphi \times x$	$\Delta \sigma_{frott}(x)$ (MPa)	$\Delta \sigma_{frott moy}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{frott moy}$ (%)
C1	0	0.064	0.012	17.02	23.95	0.0161
C2	0	0.116	0.021	30.87		
C3	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.0000
C1	7.5	0.064	0.027	38.92	45.74	0.0307
C2	7.5	0.116	0.036	52.56		
C3	7.5	0.418	0.069	99.21	99.21	0.0667
C1	15	0.064	0.042	60.49	67.21	0.0452
C2	15	0.116	0.051	73.94		
C3	15	0.418	0.084	119.89	119.89	0.0806

VIII.4.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times K(d - x)$$

Avec :

K : constante ; $K = f \times (\alpha / l) + \varphi$.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage ; $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times K}}$

g : intensité du recul d'ancrage, g = 6 mm

Tableau VIII. 5 : Valeurs de L,K et d pour chaque câble

N° câble	L/2 (m)	K (m ⁻¹)	d (m)
C1	15	0.0028	16.63
C2	15	0.0034	15.02
C3	11	0.0020	19.57

Tableau VIII. 6: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

X(m)	0	7.5	L/2
N° câbles	$\Delta \sigma_g(0)(\text{MPa})$	$\Delta \sigma_g(L/4)(\text{MPa})$	$\Delta \sigma_g(L/4)(\text{MPa})$
C1	137.02028	75.26186855	13.50
C2	151.83536	75.99991084	0.00
C3	0	71.85274656	27.21
$\Delta \sigma_g$ moyenne pour c1 et c2 (MPa)	144.427822	75.63088969	6.75
$\Delta \sigma_g$ moyenne pour 3 cables (MPa)	96.2852145	74.37150865	13.57
$\Delta \sigma_g$ moyenne pour (%)	0.09706171	0.050827211	0.004537451

VIII.4.1.3. Perte de tension par raccourcissement instantané du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, donnée :

$$\Delta \sigma_{racc} = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

Avec : σ_{bi} : Contrainte parabole du béton ;

E_p : module d'élasticité de l'acier. $E_p = 1.9 \times 10^5$

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981.73 \text{ MPa}$$

a) Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles (2 câbles de l'about) :

Tel que : La section considérée est la section de la poutre seule.

$$\text{Avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I_g} - \frac{Mp \times e}{I_g}$$

P : effort de précontrainte, $P = n \times AP (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott moy})$.

A_p : section du câble de précontrainte.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre (obtenu par logiciel ROBOT).

IG : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VIII. 7: Pertes dues au raccourcissement a l'about

	X(m)	0	L/4	L/2
Cable 01	P(MN)	5.295526841	5.216686718	5.139020371
	Yi	0.6	0.233	0.12
	e(m)	0.0	0.52	0.68
	$M_p(MN.m)$	0	1.36	1.53
	B(m ²)	0.98	0.5750	0.5750
	I(m ⁴)	0.20	0.1668	0.1668
	σ_{bi} (MPa)	5.43	21.64	29.60
	σ_{racc} (MPa)	14.34	57.14	78.15
Cable 02	X(m)	0	L/4	L/2
	P(MN)	5.245665398	5.167567614	5.3568
	Yi	1	0.34285	0.1225
	e(m)	0.00	0.52	0.68
	$M_p(MN.m)$	0	1.36	1.53
	B(m ²)	0.98	0.58	0.58
	I(m ⁴)	0.20	0.17	0.17
	σ_{bi} (MPa)	5.38	21.48	30.59
	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	14.21	56.71	80.76

b) Pertes dues à la mise en tension du 3ème câble à l'extrados :

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans les câbles de 1ère et la 2ème famille La contrainte σ_{bi} est donnée par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 \times e_1^2}{I_p} - \frac{M_p \times e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 \times e_2^2}{I_t} - \frac{M_d \times e_2}{I_t}$$

$$P_1 = 2 \times 0.0018 (1488 - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_g - \sigma_{racc})$$

$$P_2 = 1 \times 0.0018 (1488 - \Delta\sigma_{frott}).$$

B_p : Section de la poutre seule.

B_t : Section de la poutre + hourdis.

I_p : Inertie de la poutre seule.

I_t : Inertie de la poutre + l'hourdis.

M_d : moment de l'hourdis.

M_p : moment de la poutre seule.

Tableau VIII. 8:: Pertes dues au raccourcissement a l'extrados

Cable 03	X(m)	0	L/4	L/2
	P1(MN)	4.70	4.71	4.80
	P2(MN)	2.63529806	2.596063583	2.557413232
	$B_p(m^2)$	0.98	0.58	0.58
	$B_t(m^2)$	1.31	0.9110	0.9110
	$e_1(m)$	0.2	0.7700	0.8900
	$e_2(m)$	0.20	0.67	0.89
	$I_p(m^4)$	0.20	0.17	0.17
	$I_t(m^4)$	0.36	0.30	0.30
	$M_p(MN.m)$	0	1.36	1.53
	$M_d(MN.m)$	0	1.74	2.37
	$\sigma_{bi} (MPa)$	0	36.18	46.02
	$\Delta\sigma_{racc} (MPa)$	0	95.51	121.51

VIII.4.1.4. Pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_{inst}(x) = \Delta\sigma_{frott}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \sigma_{racc}(x)$$

Tableau VIII. 9: Pertes instantanées totales aux différentes sections

X(m)	0	L/4	L/2
C1	168.38	171.32	152.15
C2	196.91	185.27	154.69
C3	0	266.58	226.55
$\Delta\sigma_{instmoy}$ de c1 et c2 (MPa)	182.65	178.30	153.42
$\Delta\sigma_{imoy}$ (3 câbles) (MPa)	121.76	207.72	177.80
$\Delta\sigma_{instmoy}$ (%)	0.08	0.14	0.12

VIII.4.2. Perte de tension différées :

VIII.4.2.1. Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait du béton correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La perte finale de tension due au retrait du béton selon (BPEL) est :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$$

Avec : ε_r : Retrait final, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ (Zone A de la carte zonage en Algérie)

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte vaut $E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa

Alors :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r = 1.9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r = 0.0255 = 2.55 \%$$

VIII.4.2.2. Perte de tension due à la relaxation des câbles :

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension à longueur constante, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

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

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} + \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_i$$

Avec : $\mu_{(x)} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$

ρ_{1000} : Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures ; $\rho_{1000} = 2,5\%$.

σ_{pi} : Tension initiale (après toutes les pertes instantanées). $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{\text{inst}}$

μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les pertes par relaxation sont données dans le tableau VIII.11 :

Tableau VIII. 10: perte par relaxation pour chaque câble

C1	X(m)	0	L/4	L/2
	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1 319.62	1 316.68	1 335.85
	$\mu(x)$	0.71	0.71	0.72
	$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	55.31943557	54.88390739	57.7492983
C2	X(m)	0	L/4	L/2
	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1 291.09	1 302.73	1 333.31
	$\mu(x)$	0.69	0.70	0.72
	$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	51.15282786	52.83700053	57.36513827
C3	X(m)	0	L/4	L/2
	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1 488.00	1 221.42	1 261.45
	$\mu(x)$	0.80	0.66	0.68
	$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	82.584	41.53082521	46.96332973

VIII.4.2.3. Perte de tension due au fluage du béton

Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton elle subit une déformation instantanée au moment du chargement et une déformation différée, cette déformation différée est appelée "fluage".

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{Ep}{Eij} [\sigma_b + \sigma_M]$$

Avec : σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble.

$$\sigma_M(x) = \sigma_G + \sigma_P = \frac{M_g \times e}{IG} + \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} = \frac{M_g \times e}{IG} + \sigma_{pi} \times n \times Ap \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{IG}\right)$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Mp \times e}{I} = \frac{M_g \times e_p}{IG} + n \times Ap \times [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)] \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{IG}\right)$$

Avec : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

$$\text{Donc: } \Delta\sigma_{fl} = \frac{Ep}{Eij} [2\sigma_M(x) - n \times Ap \times \left(\Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}\right) \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{IG}\right)]$$

On pose : $\omega_i(x) = n \times Ap \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{IG}\right)$

Ap : Section nominale de l'acier : $Ap = 0.0018m^2$

IG, B : Moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre +hourdis'.

Mg : Moment fléchissant dû au poids propre de la 'poutre+hourdis'. (Obtenu par ROBOT voir sur ANNEXE C)

n: Le nombre des câbles.

e : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_r, \Delta\sigma_{relax}$: Pertes moyennes dues au retrait du béton ; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

Les calculs pertes dues au fluage du béton sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VIII. 11:Les pertes dues au fluage du béton

X(m)	0	7.5	15
Nombre de câble	2	3	3
B(m ²)	1.25	0.911	0.9111
I (m ⁴)	1.5	1.26	1.26
e(m)	-0.19	0.55	0.85
$\omega_i(x)$	0.00296664	0.004815987	0.003007777
Mg (MN.m)	0	1.74	2.37
σ_G (MPa)	0	0.76	1.60
σ_M (MPa)	4.05	5.41	5.54
$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	121.76	207.72	177.80
$\Delta\sigma_r + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$	94.59172155	77.74636632	81.55022834
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	41.32	54.13	54.63
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	0.02777	0.036377	0.03671

VIII.4.2.4. Pertes différés totales :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$$

Tableau VIII. 12: Pertes différés totales

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_r$	38.00	38.00	38.00
$\Delta\sigma_{relax}$	67.91	47.70	52.26
$\Delta\sigma_{fl}$	41.32	54.13	54.63
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	147.23	139.83	144.89
$\Delta\sigma_d$ (%)	0.0989	0.0940	0.0974

VIII.4.3. Pertes totales :

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

$$\%des\ perte = \frac{\Delta\sigma_{tot}}{\sigma_{po}} \times 100 ; \text{ Avec : } \sigma_{po} = 1488MPa$$

Tableau VIII. 13:Pertes totales

X(m)	0	7.5	15
$\Delta\sigma_{inst}$	121.76	207.72	177.80
$\Delta\sigma_d$	147.23	139.83	144.89
$\Delta\sigma_{tot}$	269.00	347.55	322.69
$\%des\ perte$	0.18078	0.23357	0.2169

Donc : On constate que le pourcentage des pertes max a pour valeur 23.33 %. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de 25 %. Donc le nombre du câble reste vérifié (3 câbles de 12T15).

VIII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes normales et tangentielles dans le béton et les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction mais également pour la phase de service.

VIII.5.1. Les phases de construction :

Tableau VIII. 14: Phases de construction

N° Phase	Jour	Opération	Caractéristiques
1	7	Mise en tension des câbles de 1 ^{ère} la famille	- Section résistante: « poutre seule ». - Poids de la poutre. - Précontraint des câbles de famille. - Pertes instantanées de 1^{ère} famille.
2	>28	Coulage de l'hourdis	- Section résistante : « poutre seule ». - Poids de poutre + Hourdis. - Précontrainte des câbles de 1^{ère} famille. - Pertes instantanées de famille + 50% des pertes différées de famille.
3	>28	Mise en place de la superstructure	- Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier. - Précontrainte des 03 câbles. - Pertes totales.
4	>28	La mise en service	- Section résistante : « Poutre + Hourdis ». - Poids propre du tablier + Surcharges. - Précontrainte des 03 câbles. - Pertes totales.

VIII.5.2. Sections de vérification :

En considérant 4 sections $L/4$; $3L/8$ et $L/2$ pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui ($x=0.5$) pour la vérification des contraintes tangentiellles.

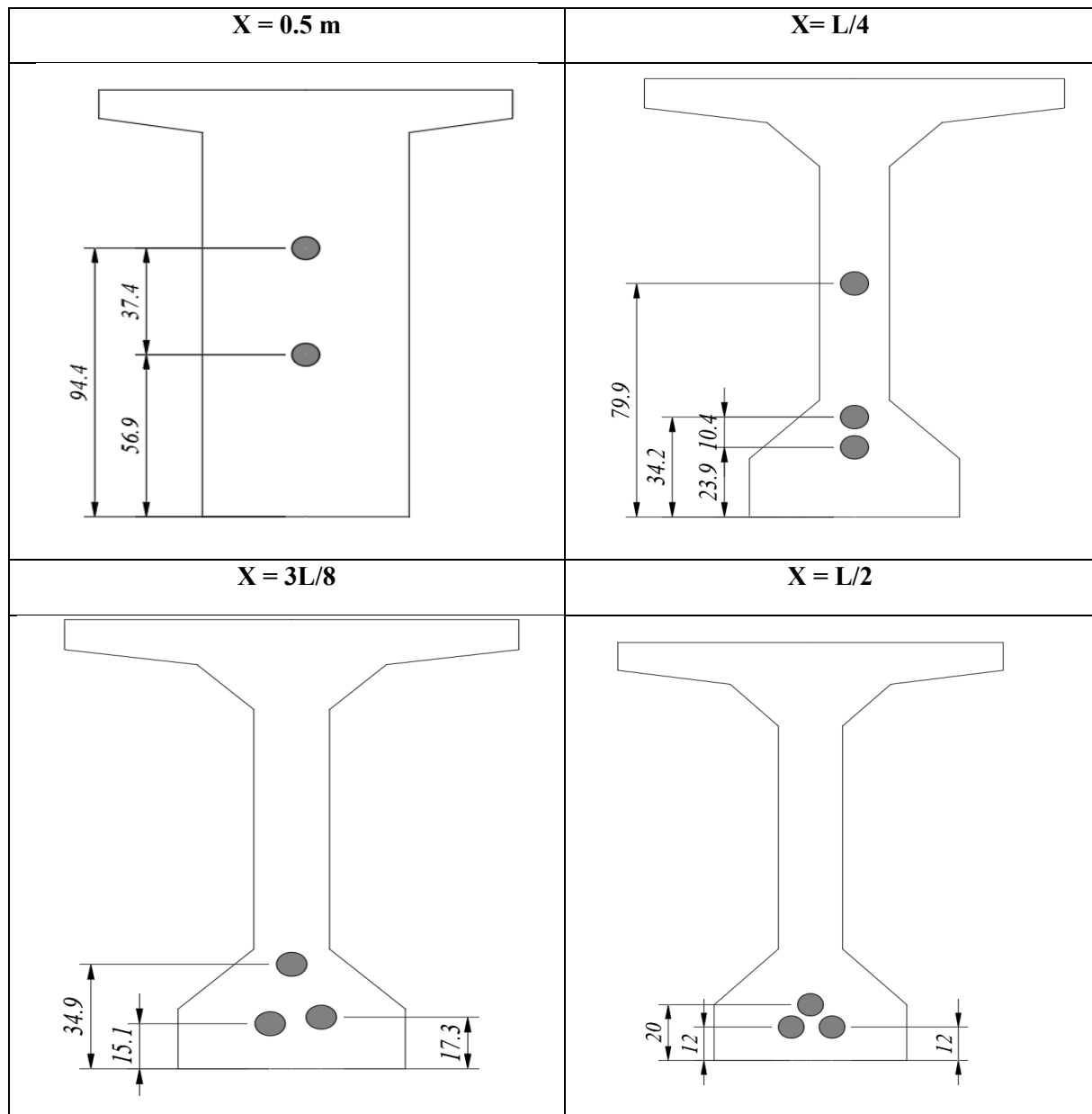


Figure VIII. 5: Les sections de vérifications

VIII.5.3. Limitation des contraintes

Tableau VIII. 15: Limitation des contraintes

J = 7 jours	$\bar{\sigma}_{cj}$	13.91 Mpa	Exécution / Q. Rares / Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99 Mpa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.39 Mpa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.99 Mpa	Q. Rares
J ≥ 28 jours	$\bar{\sigma}_{cj}$	21.00 Mpa	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.05 Mpa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.89 Mpa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.70 Mpa	Q. Rares

VIII.5.4. Caractéristiques nettes des sections de calcul :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits.

Les caractéristiques géométriques nettes des sections sont estimées par le logiciel AUTOCAD 2021.

Tableau VIII. 16:Caractéristiques nettes des sections de calcul.

	X=0,5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.50	1.70	1.50	1.70	1.50	1.70	1.50	1.70
B _{nette} (m ²)	0.9649	1.3000	0.5599	0.896	0.5599	0.8959	0.5599	0.8959
V _n (m)	0.6970	0.6910	0.6900	0.6000	0.6800	0.5870	0.6770	0.5860
V' _n (m)	0.8030	1.009	0.8100	1.1000	0.8200	1.1130	0.823	1.114
I _{nG} (m ⁴)	0.2010	0.3600	0.1640	0.2950	0.1615	0.2902	0.1600	0.2880
ρ (%)	37.22	39.72	52.41	49.89	51.73	49.58	51.29	49.24

VIII.5.3. Justification de la poutre à l'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifié le non-dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service.

VIII.5.3.1. Justification des contraintes normales :

On vérifie que la contrainte normale σ_y est comprise entre les contraintes limites $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{bt}$ c'est-à-dire : $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{Nous avons : } \sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P e_0 - M}{I_n} \times y$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée ;

I_n : Inertie nette de la section considérée ;

e₀ : Excentricité du câble moyen de précontrainte, $e_0 = V' - d$;

M : Moment fléchissant extérieur (Calculer à partir du logiciel ROBOT 2021).

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

- Effort de précontrainte **P** :

Selon [BPEL] la précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques

$$\begin{cases} P1 = 1.02 P0 - 0.8 \Delta P \\ P2 = 0.98 P0 - 1.2 \Delta P \end{cases}$$

Avec : ΔP : Perte de tension.

$P0$: Tension à l'origine. Tel que : $P0 = 2.68 \text{ MN}$.

Les caractéristiques de chaque phase de vérification sont représentées dans le tableau VIII.18, tel que : $d = Y_{i \text{ moyenne de chaque cable (estimer par AUTOCAD 2021)}}$, ΔP sont les pertes de tension de chaque phase et Mt le pourcentage de mise en tension des câbles.

Tableau VIII. 17: La distance entre les câbles et la fibre inférieure

	Y1	Y2	Y3	d
X=0,5	0.569	0.944	0.000	0.7565
X=L/4	0.239	0.342	0.799	0.4600
X=3L/8	0.151	0.173	0.349	0.2243
X=L/2	0.120	0.120	0.200	0.1475

Tableau VIII. 18: Les caractéristiques de chaque phase de vérification

Phase	N° câbles	Mt (%)	ΔP (x=0)	ΔP (x=L/4)	ΔP (x=L/2)	d (x=0,5)	d (x=L/4)	d (x=3L/8)	d (x=L/2)
1	2	50	4%	7%	6%	0.76	0.46	0.22	0.15
2	2	100	13%	19%	17%	0.76	0.46	0.22	0.15
3	3	100	18%	23%	22%	0.76	0.46	0.22	0.15
4	3	100	18%	23%	22%	0.76	0.46	0.22	0.15

- Vérifications des contraintes :**

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau VIII.18, tel que :

$$\sigma_{Psup} = \frac{MV}{I}, \sigma_{Pinf} = -\frac{MV'}{I} \rightarrow \text{Contraintes dues au moment seule}$$

$$\sigma_{P1,2 sup} = \frac{P1,2}{B} - \frac{P \times V \times e}{I}, \sigma_{P1,2 inf} = \frac{P1,2}{B} + \frac{P \times V' \times e}{I} \rightarrow$$

Contraintes dues au force de précontrainte

$$\sigma_{Max} = \sigma_P + \sigma_{P1}$$

$$\sigma_{Min} = \sigma_P + \sigma_{P2}$$

Tableau VIII. 19: Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2

		Phase 1				Phase 2			
		X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.05	0.35	0.60	0.68	0.05	0.35	0.60	0.68
MEIs		0.000	1.360	1.670	1.850	0.0000	1.7400	2.2200	2.3700
P1 (MN)		2.64	2.58	2.58	2.60	4.90	4.66	4.66	4.74
P2 (MN)		2.49	2.40	2.40	2.43	4.41	4.05	4.05	4.17
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.72	7.03	7.83	0.00	7.32	9.35	10.03
	σ_{inf}	0.00	-6.72	-8.48	-9.52	0.00	-8.59	-11.27	-12.19
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.31	0.81	-1.86	-2.79	4.29	1.46	-3.37	-5.09
	σ_{inf}	3.23	9.08	12.42	13.70	5.99	16.39	22.44	24.95
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.18	0.75	-1.73	-2.61	3.86	1.27	-2.92	-4.47
	σ_{inf}	3.05	8.44	11.55	12.80	5.38	14.24	19.48	21.93
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.31	6.53	5.17	5.04	4.29	8.78	5.98	4.94
	σ_{inf}	3.23	2.36	3.94	4.18	5.99	7.80	11.17	12.76
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.18	6.47	5.30	5.22	3.86	8.59	6.42	5.56
	σ_{inf}	3.05	1.72	3.07	3.28	5.38	5.64	8.21	9.74

Tableau VIII. 20: Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4

		Phase 3				Phase 4			
		X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.25	0.64	0.89	0.97	0.25	0.64	0.89	0.97
MEIs		0.0000	2.1400	2.9200	3.5000	0	4.8	5.9800	6.36
P1 (MN)		7.03	6.69	6.69	6.80	7.03	6.69	6.69	6.80
P2 (MN)		6.13	5.62	5.62	5.78	6.13	5.62	5.62	5.78
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.35	5.91	7.12	0.00	9.76	12.10	12.94
	σ_{inf}	0.00	-7.98	-11.20	-13.54	0.00	-17.90	-22.94	-24.60
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.00	-1.24	-4.56	-5.78	2.00	-1.24	-4.56	-5.78
	σ_{inf}	10.39	23.45	30.29	33.02	10.39	23.45	30.29	33.02
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1.74	-1.04	-3.83	-4.92	1.74	-1.04	-3.83	-4.92
	σ_{inf}	9.06	19.69	25.44	28.08	9.06	19.69	25.44	28.08
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.00	3.11	1.35	1.34	2.00	8.52	7.53	7.16
	σ_{inf}	10.39	15.47	19.09	19.48	10.39	5.55	7.35	8.42
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1.74	3.31	2.08	2.20	1.74	8.72	8.27	8.02
	σ_{inf}	9.06	11.71	14.24	14.54	9.06	1.79	2.50	3.48

• Conclusion :

Il est observé que les contraintes obtenues (σ_{Max} et σ_{Min}) sont comprises entre les deux valeurs de contraintes admissibles, ce qui s'applique aux quatre phases de construction. Ainsi, on peut affirmer que les contraintes normales sont vérifiées.

VIII.5.3.2. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \left(\frac{f_{tj}}{f_{cj}} \right) \times [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle. Tel que : $\tau = \frac{V_{red} - S_n(Y)}{I_n \times b_n}$ avec : $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha_i$

S_n : Le moment statique

V_{ser} : L'effort tranchant à l'ELS (Obtenu par le logiciel ROBOT2021)

b_n : est largeur nette de la section d'about telle que : $b_n = b_0 - n \times \emptyset$

σ_x : Contrainte normale.

La contrainte normale est donnée par la formule suivante : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$, Avec :

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum P_i \cos \alpha_i$. avec : $P_i = P_0 \times (1 - \Delta P)$

B_n : Surface nette de la section considérée.

α_i : Angle de relevage

- Calcul de τ :

Tableau VIII. 21: Valeurs de τ

Phase	Poutre	$V_{ser}(MN)$	P (MN)	$P_i \times \sin \alpha_i$	$V_{red}(MN)$	$S_n(m^3)$	$I_n(m^4)$	$b_n(m)$	$\tau(MPa)$
1	Poutre seule	0.298	2.569	0.462	-0.164	0.25	0.20	0.52	-0.3931
2	Poutre seule	0.3416	2.327	0.419	-0.0772	0.25	0.20	0.52	-0.1846
3	Poutre +hourdis	0.4393	2.194	0.395	0.0444	0.36	0.3600	0.52	0.08534
4	Poutre +hourdis	0.68	2.194	0.395	0.2827	0.36	0.36	0.52	0.5436

- Calcul de σ_x :

Tableau VIII. 22: Valeurs de σ_x

Phase	Poutre	P	$Pi \cos \alpha_i$	B_n	σ_x
1	Poutre seule	2.5688	5.11499	0.9649	5.3010
2	Poutre seule	2.32671	4.6329	0.9649	4.8014
3	Poutre+ hourdis	2.19420	4.36908	1.30	3.3608
4	Poutre +Hourdis	2.19420	4.36908	1.30	3.3608

• **Vérification :**

On a :

$$\sigma_x < 0.4f_{cj}, \text{ alors on vérifie juste que si } \tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2 (\bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2)$$

Tableau VIII. 23: Vérification des contraintes tangentielles.

Phase	f_{tj}	f_{cj}	τ^2	$\bar{\tau}_1^2$	Conclusion
1	1.99	23.18	0.1545	5.806	CV
2	2.70	35	0.0341	8.1016	CV
3	2.70	35	0.0073	6.5457	CV
4	2.70	35	0.2955	6.5457	CV

[CV : condition vérifiée]

• **Conclusion :**

Il est observé que les contraintes obtenues (σ_{Max} et σ_{Min}) sont inférieures aux contraintes admissibles ($\tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2$), ce qui s'applique aux quatre phases de construction. Ainsi, on peut affirmer que les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VIII.5.4. Justificatif de la poutre à l'ELU :

Les éléments d'une poutre justifient leur résistance à l'état-limite ultime en vérifiant, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées. La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que les bielles de béton forment avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ.$$

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

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n b_n}$, avec $V_{u,red} = V_{ult} - \sum Pi \times \sin \alpha_i$

V_{ult} : effort tranchant max à l'ELU (Obtenu par le logiciel ROBOT 2021)

La section de calcul est : la section d'about à X=0.5m.

Tableau VIII. 24:Détermination de l'angle β_u .

$V_{ult}(MN)$	0.92	$Bn (m^2)$	1.30
$V_{u,red}(MN)$	0.46	$\sigma_x(MPa)$	5.30
$S_n (m^3)$	0.25	$\tau_u (MPa)$	1.09
$I_n (m^4)$	0.20	$\beta_u(^{\circ})$	11.19
$b_n (m)$	0.52	On prend : $\beta_u = 30^{\circ}$	

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_t} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \text{tg}\beta_u$$

Avec :

A_t Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales

f_e Limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 500MPa$

b_n : Largeur nette de la section d'appui

S_t : Espacement de deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

$\gamma_s = 1,15$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0132 \text{ m}$

- Minimum d'armatures transversales :

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 0.0718 \text{ m}, \text{ Avec : } S_t \leq \text{Min} \{1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0\}.$$

Tel que : h étant la hauteur totale de la poutre et b_0 la largeur brute de l'âme.

$$S_t \leq \text{Min} \{1\text{m} ; 1.2\text{m} ; 1.8\text{m}\}.$$

$$S_t \leq 1\text{m}$$

On fixe : $A_t = 2.26\text{cm}^2$ (cadre de HA12)

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times b_n \times \gamma_s} = 0.3147\text{m}$$

On prend :

$$\Rightarrow S_t = 20\text{cm en travée}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm à l'about}$$

On vérifié l'inégalité : $\left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \text{tg}\beta_u = \left[1.86 - \frac{2.7}{3} \right] \text{tg}30 = 0.11$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_t} = \frac{2.26 \times 500}{52 \times 20 \times 1.15} = 0.945 \rightarrow 0.945 \geq 0.11 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_t} = \frac{2.26 \times 500}{52 \times 15 \times 1.15} = 1.26 \rightarrow 1.26 \geq 0.11 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Alors : on prend des cadres de HA12 espacés de 15 cm à l'about jusqu'à 20 cm à mi-travée.

- **Vérification au non-écrasement des bielles de béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b}$

$$\tau_u = 1.09\text{MPa} \leq \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83\text{MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.6. ARMATURES DES ZONES TENDUES :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s , tel que le but de ces armatures longitudinales est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_e}{\sigma_{bt}} \right) \text{ (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :}$$

B_t : Aire du béton tendu

N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

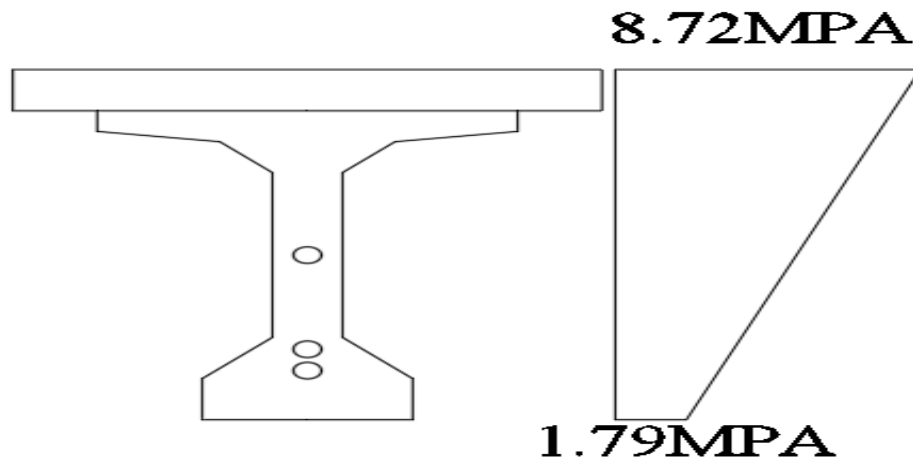


Figure VIII. 6: Diagramme de contrainte normale sous chargement a $X=L/4$ (Phase 4)

D'après le diagramme obtenu, on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue, c'est-à-dire que $A_s = 0$ car $B_t = 0$ et donc pas d'effort de traction. On adopte un ferrailage minimal : $A_{smin} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA12$

VIII.7. CALCUL JUSTIFICATIF EN SECTIONS PARTICULIERES :

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés :

- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint (Zone d'about).
- Les zones d'application des réactions d'appuis (Zone d'appui).

VIII.7.1. Etude de la zone d'about :

Dans la zone d'about d'une poutre, les efforts sont concentrés en raison de la transmission des réactions par l'appui et de l'introduction de forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage ont été identifiées par les études expérimentales, formant ce qu'on appelle la « Zone de régularisation » :

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

Une zone de régularisation des contraintes est définie comme celle où les contraintes normales évoluent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour simplifier, on prend la longueur de cette zone comme la hauteur de la pièce, c'est-à-dire : $L_r = h = 1.50 \text{ m}$.

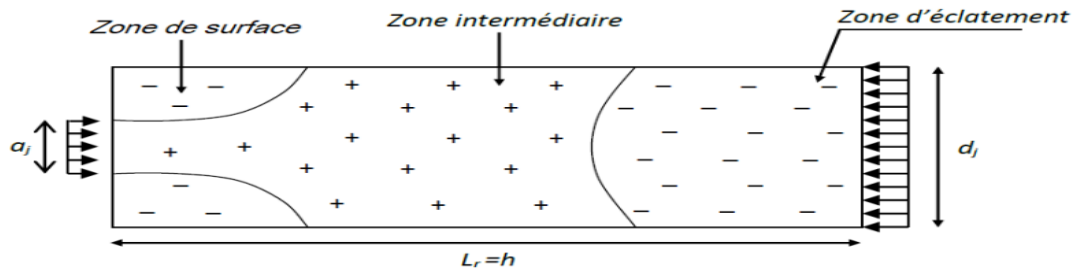


Figure VIII. 7: Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage.

a) Zone de surface :

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

$$A_s = 0.04 \times \max \frac{P_{j0}}{\sigma_s}$$

Avec : P_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$P_{j0} = P_0 - \Delta P = 2.46 \text{ MN et } \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

• Plan vertical :

$A_s = 0.04 \times \frac{2.46}{434.78} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend un cadre HA14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$) autour de chaque plaque d'ancrage.

• Plan horizontale :

$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 2.46}{434.78} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 2 cadre HA14 ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) autour de chaque plaque d'ancrage.

b) Effets d'éclatement :

• Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction du béton σ_{tj} doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{B d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

a_j : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; $a = 0,24 \text{ m}$

d_j : hauteur du prisme symétrique de niveau j.

b : largeur de la poutre ; $b = 0,6 \text{ m}$

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à « j » jour ; $f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$.

• Détermination des dimensions du prisme :

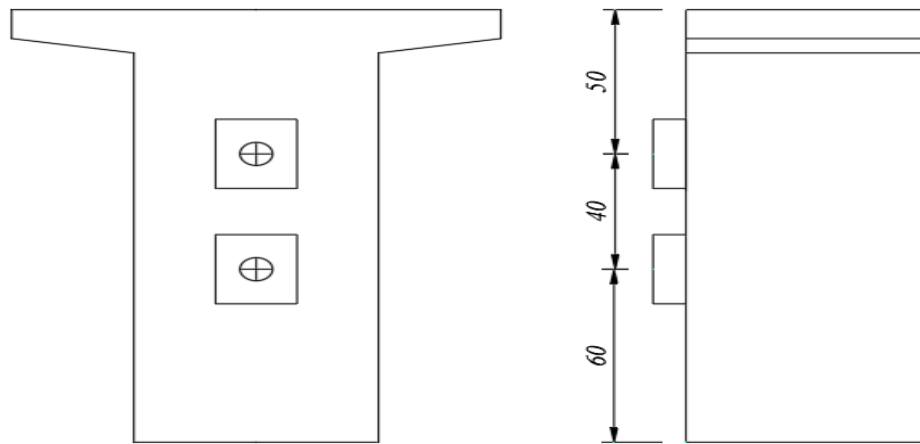


Figure VIII. 8:Dimensions du prisme.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

$$d_1 = \min\{2 \times 50; 40\} = 40\text{cm}$$

$$d_2 = \min\{40; 2 \times 60\} = 40\text{cm}$$

Les résultats et les vérifications de contrainte de traction sont mentionner dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 25:Vérification de la contrainte de traction

J	d_j (m)	σ_{tj} (MPa)	$1,25 f_{t28}$ (MPa)	Observation
1	0.40	2.05	3.38	Contrainte vérifiée
2	0.40	2.05	3.38	Contrainte vérifiée

• **Contrainte de compression du béton :**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression : $\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{tj}$

Les résultats et les vérifications de contrainte de compression sont mentionner dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 26:Vérification de la contrainte de compression

J	d_j (m)	σ_{mj} (MPa)	$2/3 f_{t28}$ (MPa)	Observation
1	0.40	10.25	23.33	Contrainte vérifiée
2	0.40	10.25	23.33	Contrainte vérifiée

• **Ferraillage d'éclatement :**

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

– **Plan verticale :**

La section de ferraillage est calculée comme suit :

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} 0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{\bar{\sigma}_s} \\ 0.15 \times \frac{P_{j0}}{\bar{\sigma}_s} \end{cases} = \text{Max} \begin{cases} 7.35 \text{ cm}^2 \\ 8.48 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_e = 8.48 \text{ cm}^2$$

On disposera de 4 cadres HA12 ($A_s = 9,05 \text{ cm}^2$), Ces aciers sont à répartir sur une longueur $d = 40 \text{ cm}$ à l'aval des systèmes d'ancrage.

– **Plan verticale :**

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} 0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.4}\right) \times \frac{2 \times 2.46}{434.78} \\ 0.15 \times \frac{2 \times 2.46}{434.78} \end{cases} = \text{Max} \begin{cases} 14.7 \text{ cm}^2 \\ 16.96 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_e = 16.96 \text{ cm}^2$$

On disposera de 8 cadres HA12 ($A_s = 18.09 \text{ cm}^2$), Ces aciers sont à répartir sur une longueur $d = 40 \text{ cm}$ à l'aval des systèmes d'ancrage.

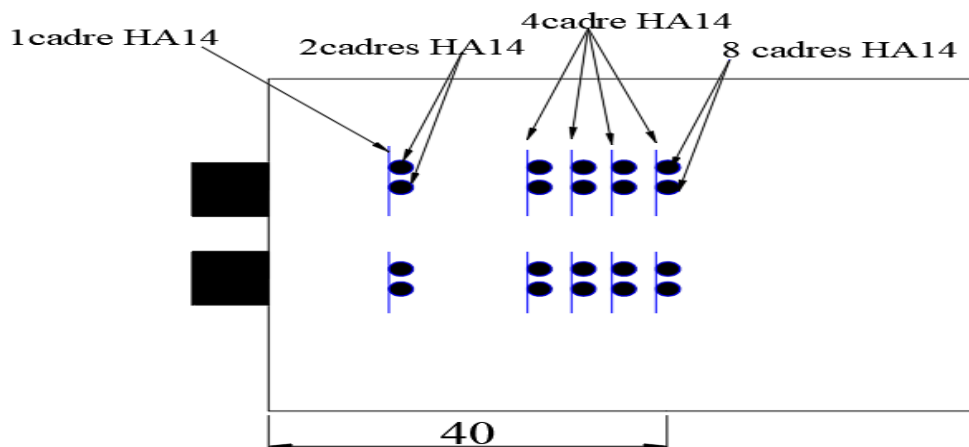


Figure VIII. 9: Ferrailage de la zone d'ancrage de l'about

c) Equilibre général de diffusion pure :

On calcule les contraintes qui existeraient à l'about si les principes de « Résistance des matériaux » s'appliquaient, qui sont données par :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_V}{s} - P_V \times e_0 \times \frac{V}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{P_V}{s} + P_V \times e_0 \times \frac{V}{I}$$

$$\text{Et : } \tau_{max} = \frac{P \times \sin \alpha}{b_n \times z}$$

Pour cela nous considérons une section équivalente rectangulaire ($60 \text{ cm} \times 161 \text{ cm}$) représentée ci-après :

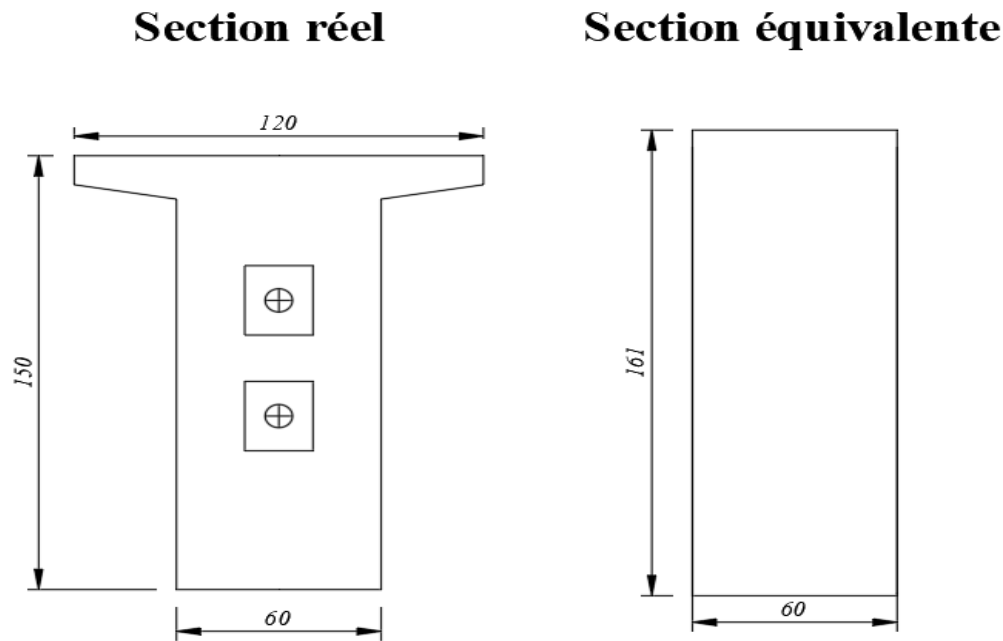


Figure VIII. 10: Section équivalente de la poutre.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 27: Contraintes de compression et de cisaillement.

B (m ²)	0.96
B_{equi} (m ²)	0.96
b (m)	0.60
h_{equi} (m)	1.61
V (m)	0.80
V' (m)	0.80
I (m ⁴)	0.208
e_0 (m)	0.048
N° cables	2

$\alpha_i(^{\circ})$	$P_V = P \cos \alpha$	$P_h = P \sin \alpha$
3.662	2.454	0.157
6.673	2.443	0.286
Somme	4.897	0.443
σ_{sup}	4.17 MPa	
σ_{inf}	5.98 MPa	
τ_{max}	0.79 MN	

d) Calcul des sollicitations :

$$X = \int \sigma(P_j) \times b \, dt$$

Avec : $\sigma(P_j) = 4.14 + 1.12t$ D'où : $X(t) = 2.5t + 0.34t^2$

Et : $T = \int \tau(P_j) \times b \, dt$

Avec : $\tau(P_j) = 1.23t \times (1.61 - t)$ D'où : $T(t) = 0.59t^2 - 0.25t^3$

On peut alors calculer l'effort tranchant à chaque niveau d'ordonnée t (positive en descendant vers l'appui) :

Tableau VIII. 28: Effort tranchant V_x

T (m)	0	0,38	0,62	1,03	1,27	1,464
V_x (MN)	0.00	-0.90	0.76	-0.49	1.17	0.00

La vérification de la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{gmax} \leq 1,5 f_{tj} \text{ avec : } \tau_{gmax} = \tau_d + \tau$$

Où : τ_d : représente un cisaillement conventionnel égal à :

$$\tau_d = \frac{2 \times V_x}{b \times \ell_r} = \frac{2 \times 1.17}{0.6 \times 1.61} = 2.42 \text{ MPa}$$

τ : représente le cisaillement le plus défavorable dû à l'ensemble des sollicitations calculé comme suit :

$$\tau = 1.23t \times (1.61 - t) = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_{gmax} = \tau_d + \tau = 2.42 + 0.53 = 2.95 \text{ MPa} \leq 1,5 f_{tj} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ MPa}$$

⇒ Donc : La contrainte est vérifiée

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$A_s = \frac{V_{xe \max} \times N_{tc}}{\sigma_s}$$

Et distribuées sur une longueur $2/3 \ell_r$ à partir de la surface d'about.

Où : N_{tc} : Effort normal égal à :

$$N_{tc} = P_h - T = 0,443 - (0.59 \times 1.27^2 - 0.25 \times 1.27^3) = 0.00384 \text{ MN.}$$

$V_{xe \max}$: Effort tranchant max calculé comme suit :

$$V_{xe \max} = V_{x \max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \tau_{d \max}} \right)^2 \right] = 1.17 \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 2.42} \right)^2 \right] = 1.01 \text{ Mpa}$$

On aura donc :

$$A_s = \frac{V_{xe \max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{1.01 - 0.00384}{434.78} = 23.22 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif :

Tableau VIII. 29:Récapitulation du ferrailage de la zone d'about.

Nature	Section minimale (cm ²)	Répartition
A_s	2.26	Près de la surface d'about
A_e	8.48	Sur 40 cm d'about
A_c	12.48	4 cadres HA16 Sur 1 m partir de l'about

VIII.7.2. Etude de la zone d'appui :

Les forces concentrées exercées sur cette zone sont causées par les réactions d'appui et l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs sont basés sur l'analyse de :

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

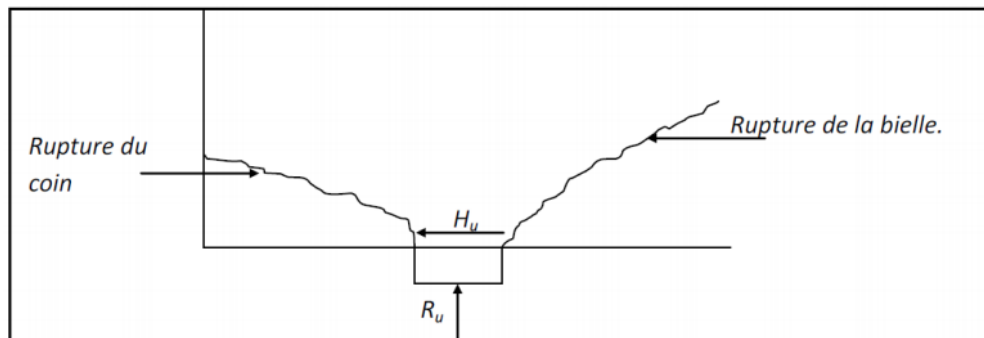


Figure VIII. 11:Rupture de la bielle et du coin inférieur.

• Justification de la bielle d'about :

L'appui transmet au béton une réaction verticale « R_u » et une réaction horizontale « H_u ». Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte $\sum P_i \sin \alpha_i$ et $\sum P_i \cos \alpha_i$.

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison « θ » dépasse l'angle d'application « β_u » donnée par la formule :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}, \text{ avec } \sigma_{yu} = 0$$

Donc : $\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$

La condition à vérifier : $\theta \leq \beta_u$

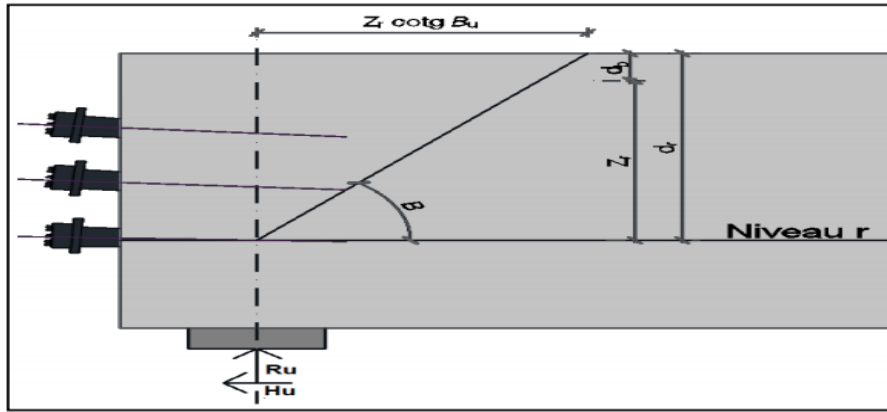


Figure VIII. 12: Représentation de la bielle d'about.

Le calcul consiste en premier lieu à rechercher le rang « r » des câbles nécessaire pour reprendre l'effort de la bielle avec un angle inférieur à « β_u » ; ce rang r existe si :

$$\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \times \sin \alpha_i) \times \cotg \beta_u$$

Avec : $\bar{P}_i$: Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite ;

$$\bar{P}_i = \text{Min} \left\{ 1.2P_0 ; \frac{f_{prg} \times A_p}{1.15} \right\}$$

α_i : Inclinaison sur l'horizontale du câble de rang i ;

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ;

H_u : Composante horizontale de la réaction d'appui ;

β_u : Défini précédemment, nous le prenons égal à 30° (Recommandation).

Application numérique :

On a : $R_u = 1.84 \text{ MN}$

$$\bar{P}_i = \text{Min} \left\{ 1.2P_0 ; \frac{f_{prg} \times A_p}{1.15} \right\} = \text{Min} \left\{ 1.2 \times 2.05 ; \frac{1860 \times 0.0018}{1.15} \right\} = \text{Min} \{ 2.46 ; 2.91 \}$$

Alors : $\bar{P}_i = 2.46 \text{ MN}$

Tableau VIII. 30: Calcul P

N° cable	α_i	$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
C1	3.6619	2.454	0.157
C2	6.6733	2.443	0.286
Somme	/	4.897	0.443

Calcul de H_u :

L'effort horizontal ultime : Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_u = 0.1 \times 808.89 = 80.89t = 0.809MN$$

Vérification :

$$\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \times \sin \alpha_i) \times \cotg \beta_u$$

$$\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i - H_u = 4.897 - 0.809 = 4.07MN$$

$$(R_u - \sum \bar{P}_i \times \sin \alpha_i) \times \cotg \beta_u = (1.84 - 0.443) \times 1.73 = 2.42MN$$

$$\Rightarrow 4.07MN \geq 2.42MN \rightarrow (\text{Vérifié})$$

La condition est vérifiée, on peut donc dire que « r » existe.

Le niveau « r » est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures actives ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10}: \text{Hauteur de la membrane comprimée.} \rightarrow d_p = \frac{150}{10} = 15cm$$

$$d_r: \text{Distance de R à la fibre supérieure.} \rightarrow d_r = 90cm$$

$$Z_r = d_r - d_p: \text{Hauteur de bielle.} \rightarrow Z_r = 90 - 15 = 75cm$$

$$Z = 0.8 \times h = 0.8 \times 150 = 120cm$$

Si $Z_r < Z$: La densité d'étrier déjà calculée doit être multipliée par (Z/Z_r) et placée sur la longueur $L = Z_r \times \cotg \beta_u$

Si $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée et suffisante sur une longueur $L = Z \times \cotg \beta_u$

Dans notre cas : $Z_r < Z$ donc : La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{120}{75} = 1.6$

Cette section est répartie sur une longueur $L = 2m$ à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Alors : } A_t = 2.26 \times 1.6 = 3.61cm^2$$

Nous prendrons une nouvelle armature de peau transversale, soit 2 cadres HA12 ($A_t = 4.52 cm^2$) espacés tous les 15cm sur la longueur $L=2.5m$.

- Équilibre du coin inférieur :

$$R = R_u - \sum P_i \times \sin \alpha_i$$

$$H = -H_u + \sum P_i \times \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normale à P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

Il faut vérifier : $H \geq \frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta}$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_l tel que :

$$H + A_l \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta}$$

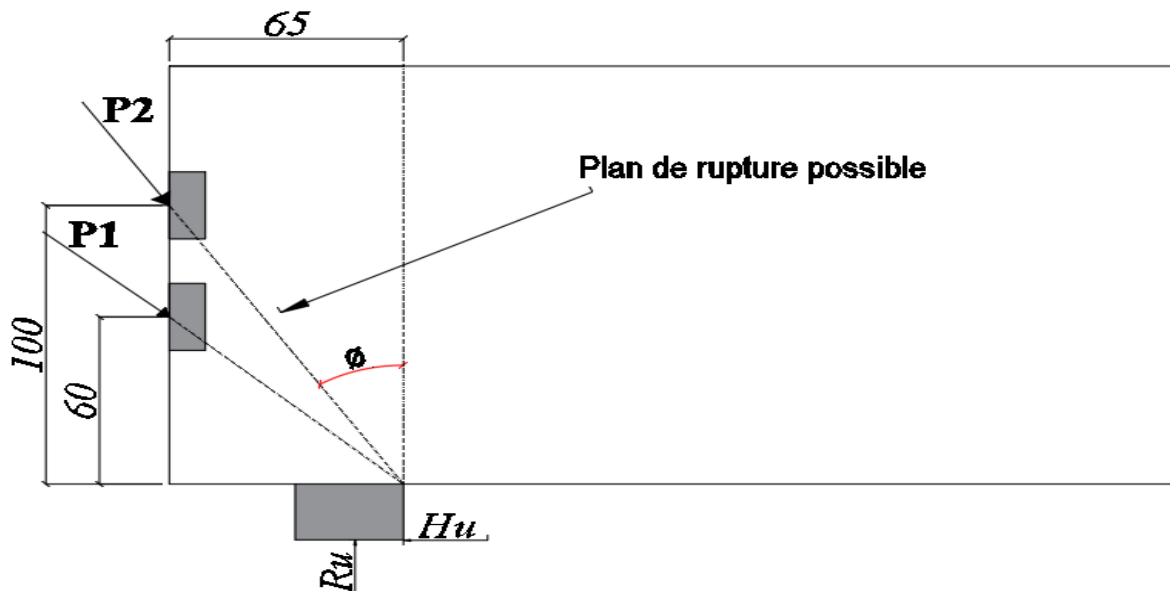


Figure VIII. 13: Rupture de coin inférieure

Application au projet :

Cable 01 :

$$R = 1.84 - 0.157 = 1.683 \text{ MN}$$

$$H = 2.454 - 0.809 = 1.645 \text{ MN}$$

$$\theta = \text{Arctg} \left(\frac{0.65}{0.6} \right) = 47.29^\circ$$

$$\frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta} = 0.267MN$$

$$\text{Alors : } H = 1.645MN \geq \frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta} = 0.267MN \rightarrow \text{Vérifié}$$

Cable 02 :

$$R = 1.84 - 0.286 = 1.554MN$$

$$H = 2.443 - 0.809 = 1.634MN$$

$$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{0.65}{1}\right) = 33.02^\circ$$

$$\frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta} = 0.646MN$$

$$\text{Alors : } H = 1.634MN \geq \frac{R(1.5 - tg\theta)}{1 + 1.5tg\theta} = 0.646MN \rightarrow \text{Vérifié}$$

Donc : l'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les deux plans de rupture possible.

Le BPEL proposé une section minimale en vue de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui donné par la formule :

$$A_{tmin} \geq \frac{0.04 \times R_u \times \gamma_s}{f_e} (5 - 4K) \text{ Avec : } 0 < K < 1$$

Alors :

$$A_{tmin} \geq \frac{0.04 \times 1.84 \times 1.15}{500} (5 - 4 \times 0.5)$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq 5.08cm^2 \rightarrow \text{Soit 2 cadre HA14 (A = 6.16cm}^2\text{)}.$$

VIII.8. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VIII.8.1. Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

VIII.8.1.1. Armatures de peau longitudinales :

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{cm^2}{ml} \times \text{périmètre de la poutre} \\ 0.1 \% \text{ section nette de la poutre} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{cm^2}{ml} \times 5.7 = 17.10 cm^2 \\ 0.1 \% \times 5599 = 5.599 cm^2 \end{array} \right.$$

$A_s \geq 17.10 \text{ cm}^2$, on disposera alors 18HA12 (20.36 cm²) réparties sur le périmètre de L'âme.

VIII.8.1.2. Armatures de peau transversales :

On détermine la section des armatures transversale A_t par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times t g \beta_u$$

Avec : A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

γ_s : Pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$$\frac{A_t \times 500}{52 \times S_t \times 1.15} \geq \left[1.09 - \frac{2.7}{3} \right] \times t g 30 \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0132 \text{ m}$$

Nous retiendrons donc 2 cadres de HA12 ($A_t=4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement 15 cm à l'about et 20cm à mi-travée

VIII.8.2. Cadre de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque 25cm.

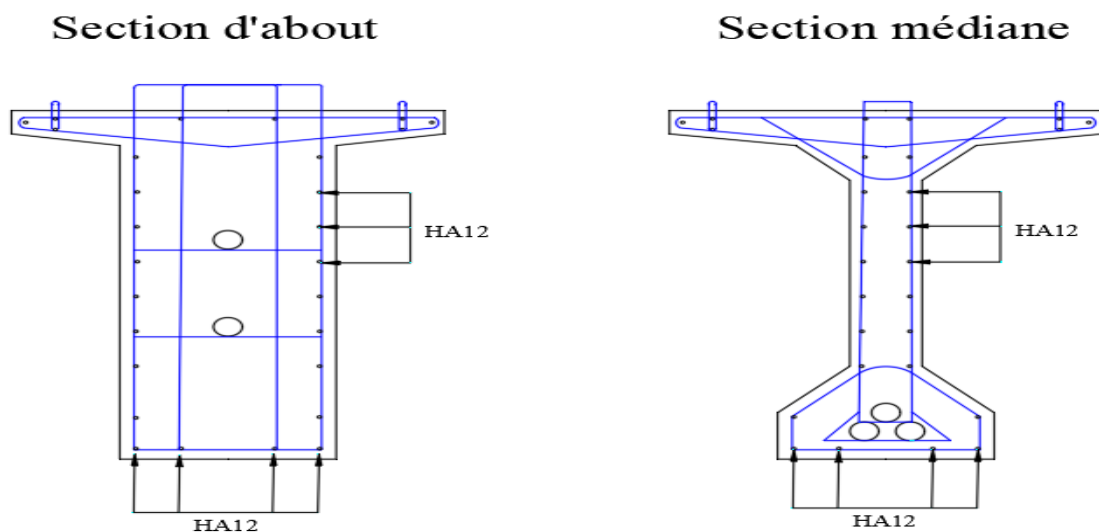


Figure VIII. 14: Ferrailage de la poutre

VIII.9. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude de la précontrainte par poste tension, en présentant les différentes vérifications qui correspondent aux pertes de charges, avec un ferrailage de la poutre.



CHAPITRE IX
ETUDE DU TABLIER ET DES
EQUIPEMENTS



IX.1. INTRODUCTION

Le tablier de l'ouvrage étudié ne comporte pas d'entretoises intermédiaires. Pour cette raison, l'hourdis joue le rôle de ces dernières, où il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Par conséquent, l'hourdis est soumis à deux types de flexion : longitudinale et transversale. Etant donné que la flexion longitudinale est reprise par poutres, l'étude porte sur la flexion transversale.

IX.2. ETUDE LE L'HOURLDIS

IX.2.1. Hypothèses de calcul

- Béton : $f_{c28} = 35$ (MPa)
- Acier : $F_e = 500,0$ (MPa)
- Fissuration préjudiciable.

IX.2.2. Géométrie de l'hourdis

- Epaisseur : 20 cm
- Largeur : 14,5 m
- Longueur : 30 m

IX.2.3. Evaluation des efforts

On s'intéresse à l'étude de la flexion transversale, et on ne considère que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service ELS

Les efforts sont calculés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2024 et les résultats obtenus sont représentés ci-dessous sous formes de diagrammes représentant les moments de flexion sous la combinaison G+1,2Bc2+ST (deux voies chargées de BC).

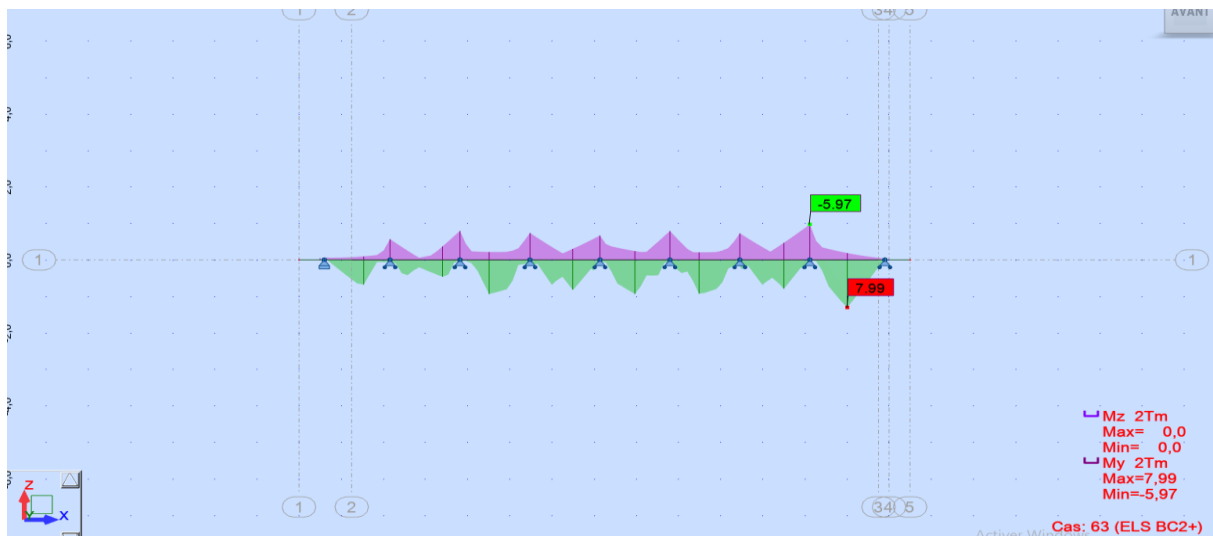


Figure IX. 1:diagramme du moment fléchissant de la dalle

IX.2.4. Ferrailage de l'hourdis

Section d'étude

On considère la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et de 20 centimètres d'épaisseur

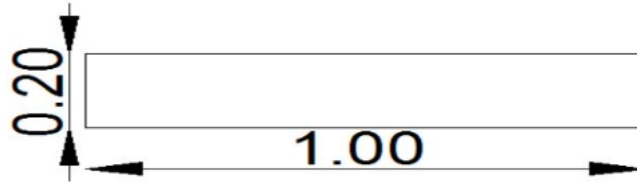


Figure IX. 2:section d'étude de ferrailage de la poutre

Dispositions constructives :

Diamètre minimum

Pour que la liaison d'armature et le béton de la dalle soit le diamètre minimum de barres ne doit pas dépasser :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

2. Choix des aciers :

Le ferrailage longitudinal et transversal de la dalle est calculé à l'ELS (fissuration préjudiciable) l'aide du logiciel EXPERT BA 2025, les résultats sont présentés ci- dessous :

➤ Ferrailage de la nappe supérieure :

Armatures transversales

Le moment max : $M^{\max} = -59,7 \text{ KN.m}$

Le calcul de la section d'acier donné par le logiciel : $A_s = 18,8 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6HA20 avec un espacement de $e = 18 \text{ cm}$ et on prend $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales

Les efforts longitudinaux sont repris par les poutres et donc l'armature longitudinale se présente comme étant une armature de construction

La section d'armature de construction est 1/3 de la section d'armature transversale :

$$A_s = 6,2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6HA12 avec un espacement de $e = 18$ cm et on prend $e = 15$ cm.

➤ **Ferraillage de la nappe inferieure :**

Armatures transversales

Le moment max : $M^{\max} = 79,9$ KN. m

Le calcul de la section d'acier donné par le logiciel : $A_s = 25,6 \text{ cm}^2$

On opte pour 6HA25 avec un espacement de $e = 18$ cm et on prend $e = 15$ cm.

Armatures longitudinales

La section d'armature de construction égale 1/3 de la section d'armature transversale :

$$A_s = 8,53 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA14 avec un espacement de $e = 18$ cm et on prend $e = 15$ cm.

Tableau IX. 1:choix des armatures transversales

	Section d'acier (cm^2)	Barres
Nappe supérieure	18,8	6HA20
Nappe inferieure	25,6	6HA25

Tableau IX. 2:choix des armatures longitudinales

	Section d'acier (cm^2)	Barres
Nappe supérieure	6,2	6HA12
Nappe inferieure	8,53	6HA14

Schéma de ferraillage :

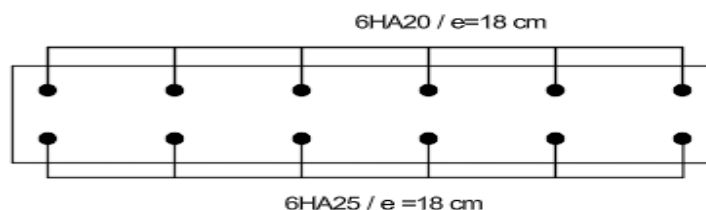


Figure IX. 3:choix des armatures longitudinales

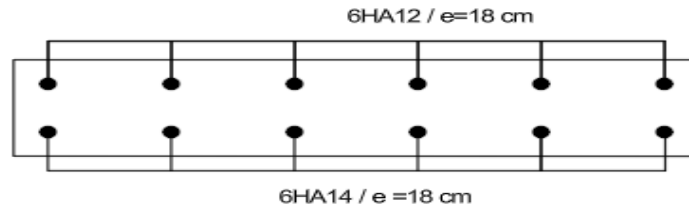


Figure IX. 4:Schéma de ferrailage longitudinale de la dalle

Vérification du diamètre minimum

$$\phi_{max} \leq 2 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de condition de non fragilité

$$A_{ser} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,7}{400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

On a :

$$A_{ser} \geq A_{min} \quad \text{vérifiée}$$

IX.3. ETUDE DE LA FLECHE

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

IX.3.1. Fleche due au poids propre

La flèche maximale due au poids propre est $f_G = 3.4 \text{ cm}$

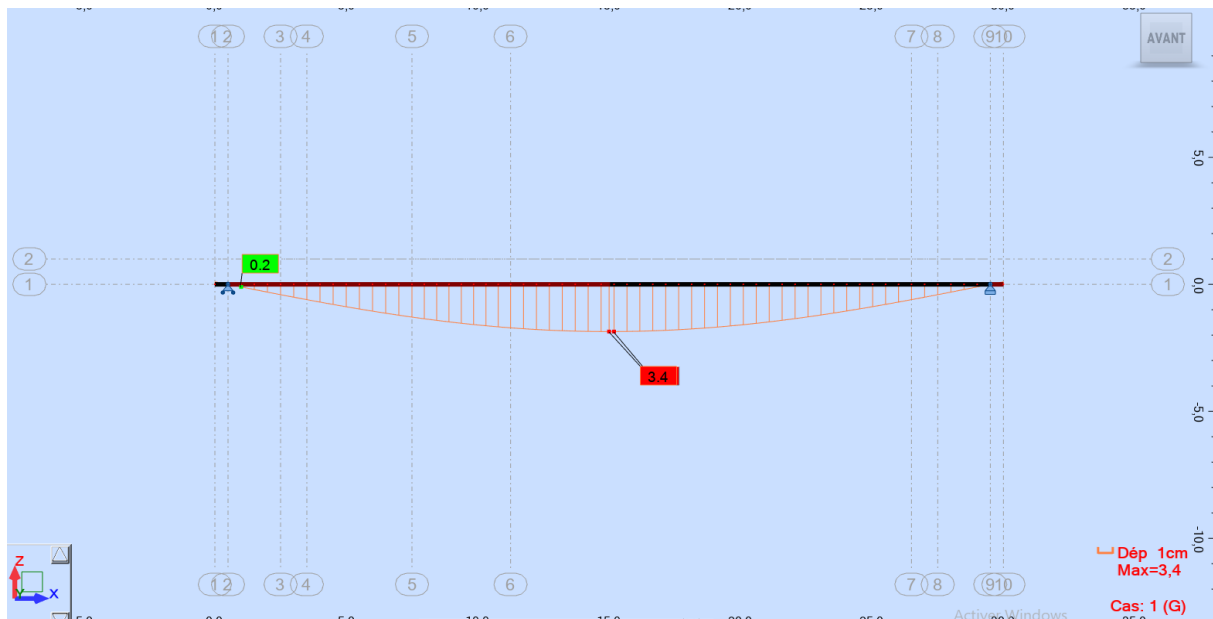


Figure IX. 5: flèche due au poids propre

IX.3.2. Flèche due à la précontrainte

La flèche maximale dans la poutre due à l'effort de précontrainte est de $f_p = -4,7 \text{ cm}$.

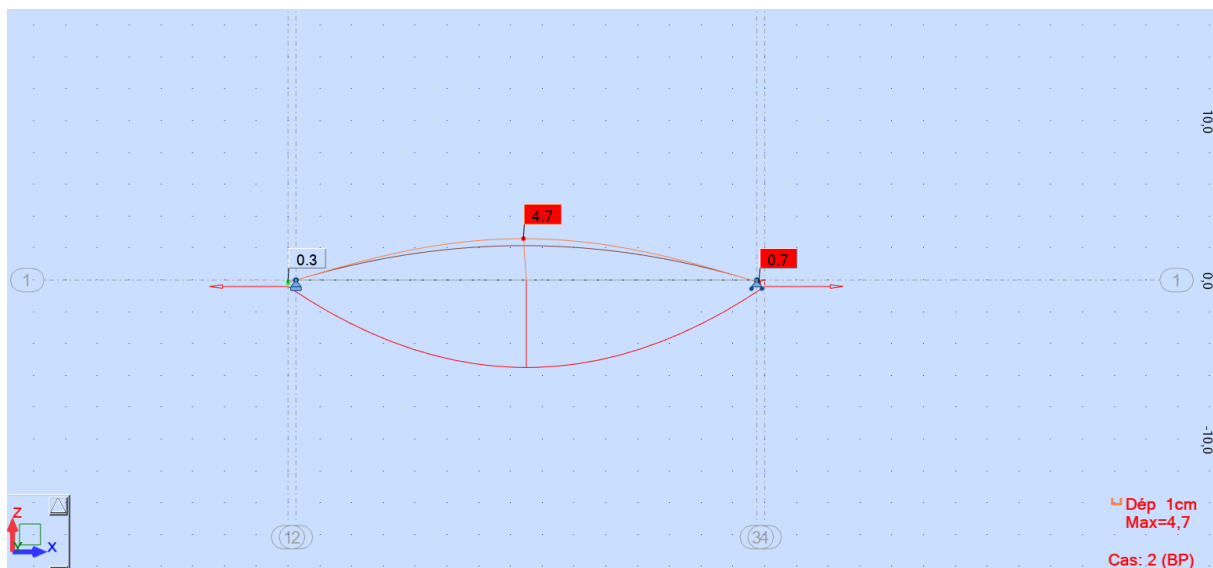


Figure IX. 6: flèche due à la précontrainte

IX.3.3. Flèche de construction

Elle est dirigée vers le bas, dont la valeur est donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = 0,975 \text{ cm}$$

IX.3.4. Flèche maximale à l'ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison G+D240, elle est égale à

$$f_s = 8,9 \text{ cm}$$

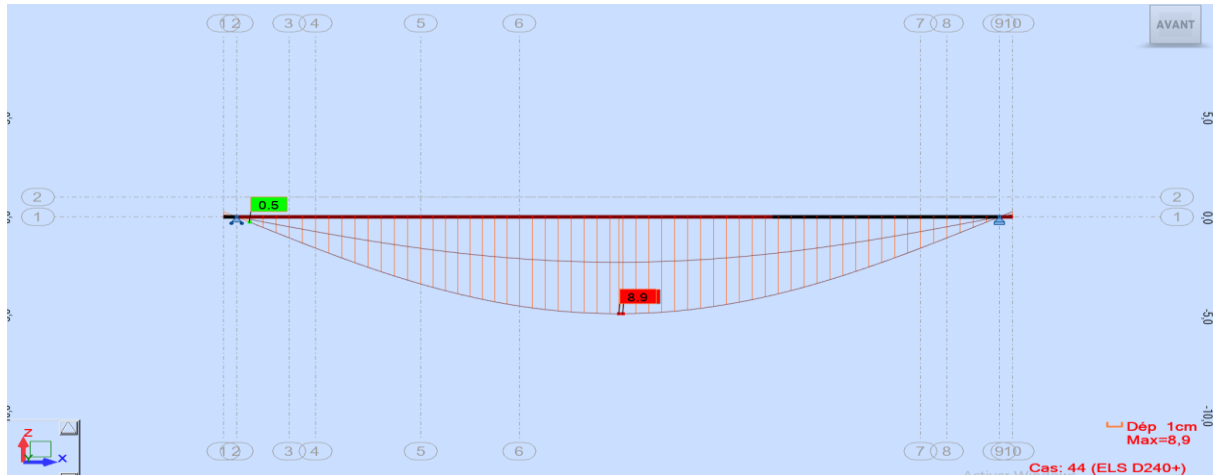


Figure IX. 7: flèche maximale à l'ELS

IX.3.5. Flèche totale :

$$f_T = f_{ELS} + f_P + f_c = 5,17 \text{ cm}$$

IX.3.6. Flèche admissible

$$L/500 = 3000/500 = 6 \text{ cm}.$$

D'où : $f_T < f_{adm}$ Condition vérifiée

IX.4. ETUDE DES APPAREILS D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

IX.4.1. Choix de type d'appareil d'appui

Dans le cas de cette étude, notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté type B. Ce dernier permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

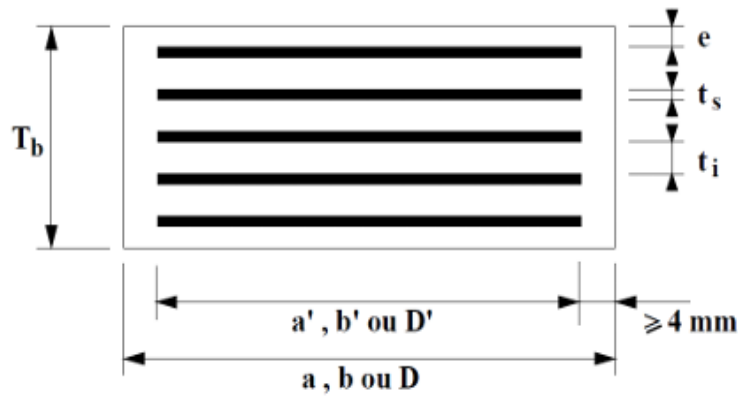


Figure IX. 8: définition géométrique d'un appareil d'appui

IX.4.2. Dimensionnement d'appareil d'appui

Le dimensionnement se fait selon le guide technique S.E.T.R.A (bulletin technique numéro 4)

IX.4.2.1. Aire de l'appareil d'appui

Sauf prescriptions particulières, et sous réserve de justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPA sur la surface de l'appareil d'appui

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

$$\sigma_{max} = \frac{1,84}{a \times b} \leq 20$$

$$a \times b \geq 920 \text{ cm}^2$$

On désigne par $a \times b$ l'air de l'appareil d'appui tel que

a : le coté parallèle a l'axe horizontal de l'ouvrage

b : le coté perpendiculaire a l'axe horizontal de l'ouvrage

N_{max} : réaction maximale sous la combinaison de charges la plus défavorable (ELU) et qui

$$R_{max} = R_G + R_{D240} = 1,84 \text{ MN}$$

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareil d'appui, limitée à 20 MPA

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

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

IX.4.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T_b

Pour le calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui, il faut respecter la condition de non-flambement

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

$$\frac{350}{10} \leq T_b \leq \frac{350}{5}$$

$$35 \leq T_b \leq 70$$

IX.4.2.3. Calcul de l'épaisseur des frettes

On a
$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1,84}{35 \times 35} = 15,02 \text{ MPA}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = \frac{a \times b}{2 \times 0,9 \times (a + b)} = \frac{350 \times 350}{2 \times 0,9 \times (300 + 300)} = 9,72$$

$$t_s \geq 2,30 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 3mm$

σ_m : contrainte due a l'effort N_{max}

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (acier 24_1) égale à 235 MPA

G = module du cisaillement conventionnel égale à 0,9 MPA

IX.4.2.4. Choix des feuillets d'élastomère

D'après le tableau de dimensions en zone sismique de Setra, l'épaisseur des feuillets est égale à : $t_i = 10 \text{ mm}$

Tableau IX. 3:caractéristiques de l'appareil d'appui

Epaisseur des feuillets d'élastomère t_i	10	mm
Epaisseur des frettes métalliques t_s	3	mm
Enrobage des chants	4	mm
Enrobage extérieur	2,5	mm
Epaisseur totale de l'élastomère	45	mm
Epaisseur totale de l'appareil T_b	60	mm

IX.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

a) Résistance à la compression

Il faut vérifier que la contrainte maximale est inférieure à la contrainte admissible de compression

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20$$

$$15,02 \leq 20 \text{ MPA condition vérifiée}$$

b) Sécurité au flambement

Il faut vérifier que $\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a + b)} = \frac{0,35 \times 0,35}{2 \times 0,001 \times (0,35 + 0,35)} = 8,75$$

$$P_c = \frac{4GBS^2 d}{h} = \frac{4 \times 0,9 \times 0,1225 \times 8,75^2 \times 0,013}{0,06} = 7,31 \text{ MPA}$$

$$1,84 \times 3 \leq 7,31$$

$$5,52 \leq 7,31 \text{ condition vérifiée}$$

γ_s : coefficient de sécurité égale à 3

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU égale à 1,84 MN

P_c : La charge critique de flambement de l'appareil d'appui égale à 7,32 MN

B : L'aire nominale de l'appui égale à 0,1225 m²

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc égale à 0,013 m

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à 0,06 m

S : Le facteur de forme (S = 8,75).

t_i : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc

c) Limitation de la distorsion

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c

$$\delta \leq \delta_c$$

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1,84}{7,32} = 0,251.$$

Pour $P \geq 0,25$ on a $\delta_c = 1,4 \times (1 - 2p)$

$$\delta_c = 1,4 \times (1 - 2p) = 0,7$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d} = \frac{0,066}{0,06} = 1,1$$

$$\gamma = \Delta_{seisme} + 0,4\Delta T + \Delta_{r+f} = 0,056 + 0,4(0,005) + 0,008 = 0,066m$$

$$1,1 \geq 0,7 \rightarrow \delta \geq \delta_c \text{ condition non vérifiée}$$

$\Delta_{seisme}, \Delta T \text{ et } \Delta_{r+f}$ sont les déplacements dus au séisme, la température et le retrait et flage.
On prévoit donc des dispositifs de non glissement.

d) Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, on doit vérifier que

$$H \leq f \cdot N$$

Tel que :

H : l'effort horizontal

N : l'effort de compression vertical

f : coefficient de frottement

$$f \text{ a pour expression : } f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m}$$

σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa, elle a pour expression

$$\sigma_m = \frac{N}{B}$$

B : l'aire de l'appareil d'appui

➤ **Cas pile :**

$$N = 0,62 \text{ MPa}$$

$$H = 0,21 \text{ MPa}$$

$$f = 0,22$$

$$\sigma_m = \frac{0,62}{0,1225} = 5,06 \text{ MPa}$$

$$0,21 \leq 0,22 \times 0,62 \rightarrow 0,21 \leq 0,14 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

➤ **Cas culée :**

$$N = 0,61 \text{ MPa}$$

$$H = 0,20 \text{ MPa}$$

$$f = 0,22$$

$$\sigma_m = \frac{0,61}{0,1225} = 4,97 \text{ MPa}$$

$$0,20 \leq 0,22 \times 0,61 \rightarrow 0,21 \leq 0,13 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, par conséquent on doit placer des dispositifs de non glissement.

IX.5. Étude des d's d'appuis

Un dé d'appui, usuellement appelé bossage, est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

IX.5.1. Dimensionnement des d's d'appuis

La hauteur du dé d'appui est donnée par la formule :

$$h_{\text{Dé}} \geq \frac{a \times b}{a + b} = 17,5 \text{ cm}$$

On prend $h_{\text{Dé}} = 20 \text{ cm}$

Les cotes du dé d'appui sont données par les formules :

$$a_1 \geq a + \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$b \geq b + \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

On prend $a_1 = b_1 = 50 \text{ cm}$

IX.5.2. Ferrailage des d's d'appuis

➤ **Armatures de chaînage :**

La section calculée doit reprendre $25\%R_{\text{max}}$

$$A_c = \frac{0,25 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1,84}{500 \div 1,15} = 10,58 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA14 avec $A_c = 10,78 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage doit reprendre un effort égale à 12,5% de la même descente de charge.

$$A_c = \frac{0,125 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 1,84}{500 \div 1,15} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 avec $A_c = 5,65 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de diffusion**

Frettes supérieures

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% Rmax

$$A_c = \frac{0,04 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1,84}{500 \div 1,15} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 avec $A_c = 2,36 \text{ cm}^2$

Frettes inférieures ou d'éclatement

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% Rmax

$$A_c = \frac{0,1 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 1,84}{500 \div 1,15} = 4,342 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 avec $A_c = 4,52 \text{ cm}^2$

IX.6. Etude des joints de chaussée

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

IX.6.1. Le souffle :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes

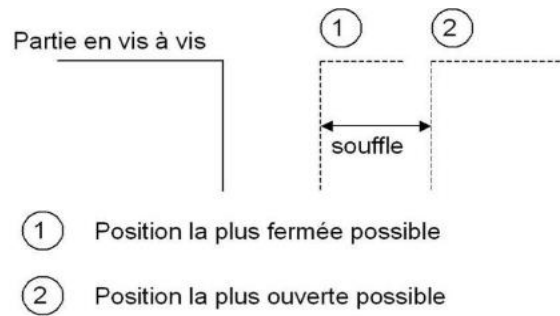


Figure IX. 9: définition du souffle

IX.6.2. Les composantes du souffle :

Pour le calcul du souffle les éléments suivant sont pris en compte

- WD : Le souffle due déformations différés (retrait, fluage)
- WT : Le souffle thermique due aux variations de températures
- Ws : Le souffle sismique

Ainsi le souffle total se calcul avec la relation suivante :

$$W = WD + 0,3 WT + \frac{Ws}{3}$$

a) **Le déplacement due à la température :** La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à

b)

$$\Delta_T = \sigma \cdot \frac{L}{2} \cdot \Delta T = 9,9 \times 10^{-6} \times \frac{29}{2} \times 35 = 0,005 \text{ m}$$

L : la portée

ΔT : la variation de température maximale, donnée par l'RPOA

c) **Le déplacement du au retrait**

Le déplacement du au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{29}{2} \rightarrow \Delta_r = 0,0029 \text{ m}$$

d) **Le déplacement du au fluage**

Le déplacement dû au fluage est donné par la relation suivante :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_l \times \frac{L}{2} = 3,5 \times 10^{-4} \times \frac{29}{2} = 0,005 \text{ m}$$

e) **Le déplacement du au séisme**

Le déplacement du tablier dû à l'effort sismique est donné par le chapitre de l'étude sismique

Donc le souffle est estimé à $W=28,17$ mm

IX.6.3. Détermination du joint de dilatation

Le joint de chaussée est choisi selon le souffle calculé, et à l'aide le catalogue CIPEC proposé par le constructeur FREYSSINET

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP [®]
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Figure IX. 10: gamme des joints CIPEC

Après avoir calculé le souffle on a eu un déplacement 28 mm ,pour des faibles souffle on choisit le joint JEP3 ,de la famille des joints à hiatus qui permet de déplacement de $D_{min} = 20$ mm et $D_{max} 80$ mm

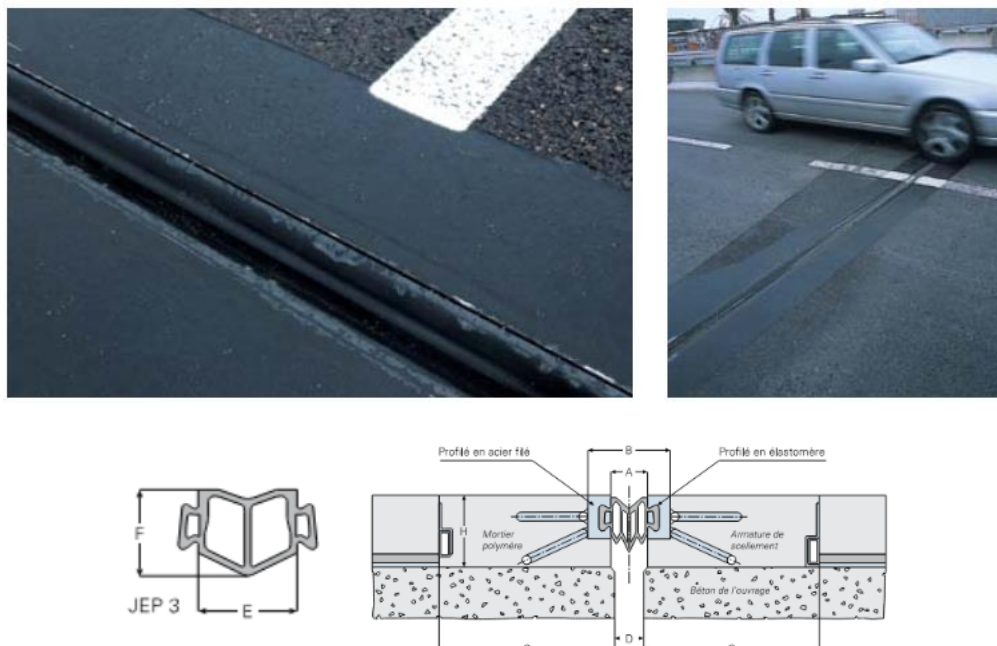


Figure IX. 11: joints de type JEP3

IX.7. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de dimensionner et de vérifier l'hourdis ainsi que les équipements nécessaires. Les caractéristiques et les dimensions choisies vérifiées les conditions nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

CHAPITRE X
ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

X.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

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

- Le pont fait partie du groupe 2 (pont important).
- La zone sismique de l'ouvrage est IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de la zone A est de 0.2.
- Le terrain est classé en S3 (site meuble).
- S : coefficient du site $S = f(S3) = 1.2$.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : $(T1, T2) = f(S2) = (0.2 ; 0.5)$.
- L'amortissement du matériau utilisé pour les supports (béton armé) est $\xi = 5\%$
- η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} = 1$.
- Les appareils d'appui ont un module de cisaillement G d'élastomère de 1,2 MPa en cas de séisme.

X.3. METHODES D'ANALYSE

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

X.4. SEISME LONGITUDINAL

IX.4.1. Analyse spectrale monomodale

Les caractéristiques du mode fondamental dans la direction longitudinale, sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

IX.4.2. Domaine d'application

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- cela revient à vérifier que la masse des piles est inférieure à 0,43 de la masse du tablier
- $$m_{piles} \leq 0,43 m_{tablier}$$

La masse du tablier : elle a été calculée dans les chapitres précédents :

$$m_{\text{tablier}} = 24930,50 \text{ KN}.$$

La masse des piles : les deux piles du pont sont identiques donc

$$m_p = m_{p1} = m_{p2}$$

$$m_{\text{pile}} = m_{\text{futs}} + m_{\text{chevetre}} + m_{\text{dé d'appui}}$$

$$m_{\text{futs}} = 942,48 \text{ KN}.$$

$$m_{\text{chevetre}} = 54,375 \text{ KN}.$$

$$m_{\text{dé d'appui}} = 1,25 \text{ KN}.$$

$$m_{\text{pile}} = 998,105 \text{ KN}.$$

La masse des deux piles est donc : $m_{\text{piles}} = 1996,21 \text{ KN}.$

$$1996,21 \leq 0,43 \times 24930,50 \rightarrow 1996,21 \leq 10720,12 \text{ KN} \text{ critère vérifié}$$

- Le biais est supérieur à 70 grades : le pont présente un biais de 90° donc 100 grades $100 \geq 70$ critère vérifié
- La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe est inférieure à 30 grandes : en effet le pont ne présente pas de courbure, donc il n'y a pas de critère à vérifier concernant la courbure.
- La symétrie transversale : la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal cette condition est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique géométriquement et mécaniquement .

Les quatre critères étant bien satisfaits, la méthode monomodale est donc applicable pour l'estimation de la période de vibration longitudinale du pont.

X.4.3. Evaluation de la période fondamentale de l'ouvrage

La période fondamentale longitudinal de l'ouvrage est donnée par la formule

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

M étant la masse totale de l'ouvrage $M = 24930,50 \text{ KN}$

k sa raideur totale , elle a pour expression :

$$K = \sum K_i = K_{c1} + K_{p1} + K_{p2} + K_{c2}$$

✓ K_c : raideur de la culée

✓ K_{p2} : raideur de la pile

a. La rigidité de l'élément culée :

$$\frac{1}{K_C} = \frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appareils d'appui}}$$

La culée étant un massif du béton est considérée infiniment rigide :

$$K_{culée} \rightarrow \infty \text{ donc } \frac{1}{K_{culée}} \rightarrow 0$$

La rigidité des appareils d'appui :

$$K_{appareils d'appui} = n \cdot \frac{G \times a \times b}{T_e} = 9 \times \frac{1,2 \times 0,35 \times 0,35}{0,045} = 29,4 \text{ MN/m}.$$

$$K_c = K_{c1} = K_{c2} = 29,4 \text{ MN/m}.$$

b. La rigidité de l'élément pile :

$$\frac{1}{K_p} = \frac{1}{K_{futs}} + \frac{1}{K_{appareils d'appui}}$$

La rigidité des futs : les futs sont supposés encastré à la base, et simplement appuyés en tête :

$$K_{fut} = 3 \times \frac{EI}{h^3} = 3 \times \frac{33000 \times 0,79}{4^3} = 1222,03 \text{ MN/m}..$$

$$K_{futs} = 3 \times K_{fut} = 3666,09 \text{ MN/m}$$

$$K_{futs} = 3666,09 \text{ MN/m}$$

Tel que :

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}.$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (2^4)}{64} = 0,79 \text{ m}^4$$

h = 4 m est la hauteur du fut

La rigidité des appareils d'appui :

$$K_{appareils d'appui} = n \cdot \frac{G \times a \times b}{T_e} = 18 \times \frac{1,2 \times 0,35 \times 0,35}{0,045} = 58,8 \text{ MN/m}.$$

$$K_{appareils d'appui} = 58,8 \text{ MN/m}$$

D'où la rigidité de la pile

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{futs}} + \frac{1}{K_{appareils d'appui}}} = \frac{1}{\frac{1}{3666,09} + \frac{1}{58,8}} = 57,87 \text{ MN/m}$$

$$K_p = 57,87 \text{ MN/m}$$

Par conséquent, la rigidité totale de la structure : $K = 174,54 \text{ MN/m}$

D'où la période longitudinale de l'ouvrage est : $T = 0,75 \text{ s}$

X.4.4 Détermination de l'accélération spectrale S_{ae}

Le spectre de la réponse élastique pour la composante longitudinale est donné en fonction de la période élastiques T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage par

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

$S_{ae}(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,75 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \times 1 \times 0,2 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0,5}{0,75}\right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 3,924 \text{ m/s}^2$$

X.4.5. Evaluation de la force statique équivalente

$$F = M \times S_a(T) = 2493,05 \times 3,924 = 9728,73 \text{ KN}$$

$$F = 9728,73 \text{ KN}$$

X.4.6. Evaluation de la charge par élément porteur

➤ Dans la culée :

$$F_c = \frac{K_c}{\sum K_i} = \frac{29,4}{174,54} \times 9782,73 = 1647,83 \text{ KN}$$

➤ Dans la pile :

$$F_p = \frac{K_p}{\sum K_i} = \frac{57,87}{174,54} \times 9782,73 = 3243,53 \text{ KN}$$

X.4.7. Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_a = \left(\frac{0,75}{2\pi} \right)^2 \times 3,924 = 0,056 \text{ m}$$

$$d = 5,6 \text{ cm}$$

X.4.8. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol

$$d_p = \frac{F_p}{K_p} = 0,03 \text{ m}$$

$$d_p = 3 \text{ cm}$$

X.5. SEISME TRANSVERSAL ET VERTICAL

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si le rapport de la longueur a la largeur de l'ouvrage est inférieur à 5

$$\frac{L}{B} \leq 5 \rightarrow \frac{90}{14,5} = 6,02 \geq 5$$

Le modèle du tablier rigide n'est donc pas applicable, l'analyse transversale et verticale du séisme sera donc établie par la méthode de spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

X.5.1. Définition et principe

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. la méthode se base sur un calcul dynamique multimodale spectrale et tient compte de façon statiques des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

X.5.2. Modèle de calcul

Le calcul multimodal nécessite l'utilisation d'un logiciel de calcul. Ainsi, le modèle longitudinal sera réutilisé en modélisant le tablier, les piles et les dispositifs d'appui.

Un modèle en 3D, réalisé à l'aide du logiciel ROBOT 2021, est utilisé pour évaluer les efforts sismiques dans les trois directions ainsi que les périodes spécifiques.

Le calcul des modes propres a pris en compte la masse du tablier, des appuis et la masse des équipements.

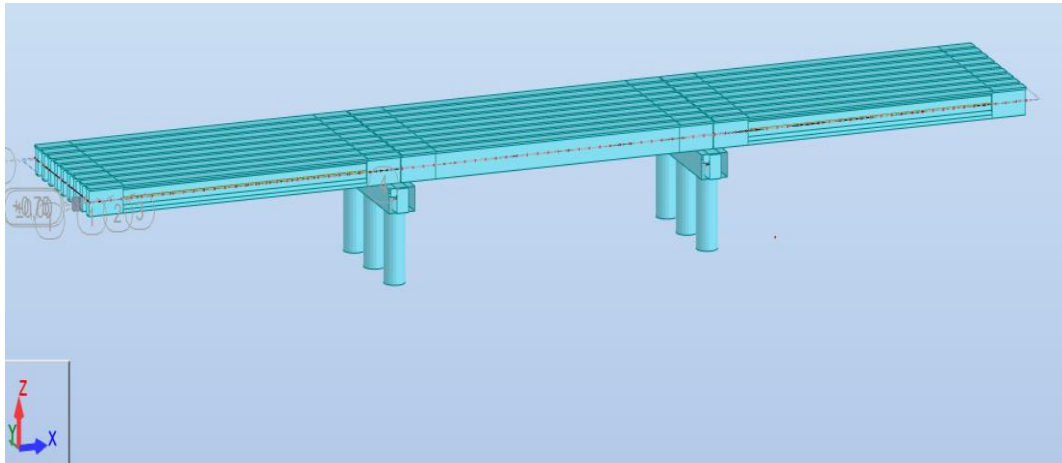


Figure X. 1:Modèle de calcul multimodale

X.5.3. Les spectres de réponse :

X.5.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, la figure ci-dessous présente le spectre de réponse utilisé pour le calcul :

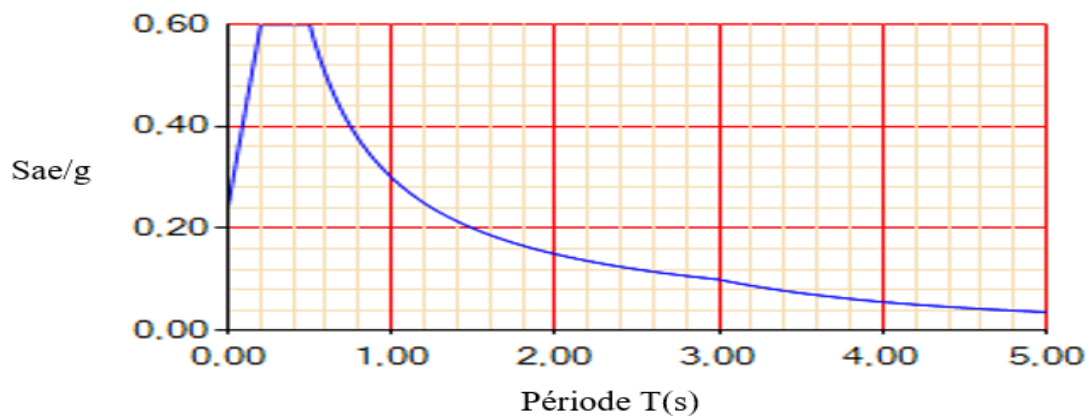


Figure X. 2:Spectre de réponse élastique $S_{ae}/g(T)$ - composante horizontale.

X.5.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale :

Le spectre de réponses élastiques de la composante verticale de l'ouvrage est donné par :

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone IIa $\alpha = 0,7$

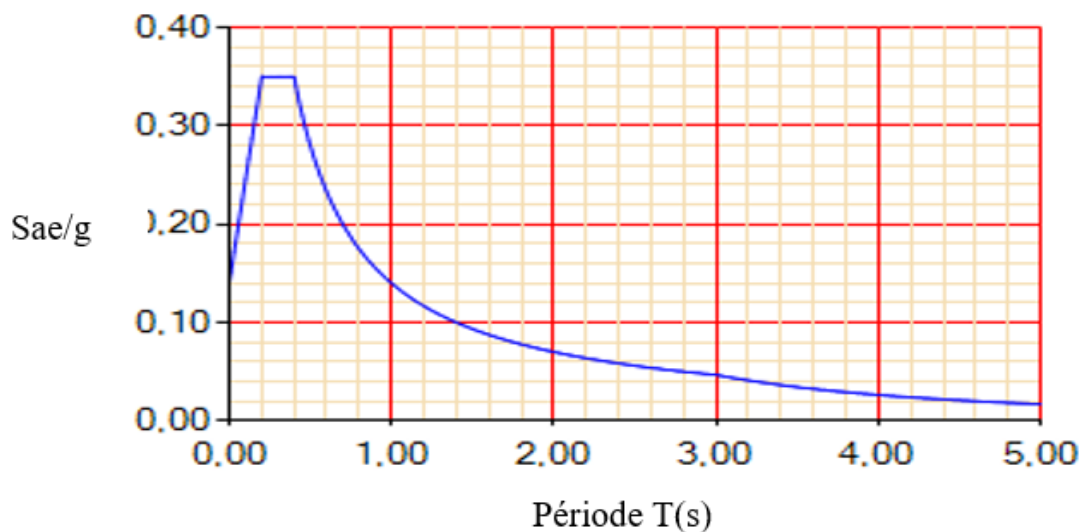


Figure X. 3: Spectre de réponse élastique $Sae/g(T)$ - composante horizontale

X.6. MODES SIGNIFICATIFS

Il est essentiel de prendre en considération tous les modes qui contribuent de manière importante à la réponse structurale globale. En d'autres termes, on considère les modes où la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$ dépasse au moins 90 % de la masse totale du pont M.

Les calculs des modes propres sont présentés dans le tableau (le reste des modes est présenté en annexe) :

Tableau X. 1: Modes propres

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	0,83	36,37	0	0	36,37	0	0
2	0,83	0	34,11	0	36,37	34,11	0
3	0,74	0,08	25,45	0	36,44	59,56	0
4	0,74	23,82	0,08	0	60,27	59,64	0
5	0,74	0,14	25,65	0	60,4	85,29	0
6	0,74	25,45	0,14	0	85,85	85,43	0
7	0,53	0,01	0	0	85,86	85,43	0
...	...	...	...	...	...	...	...
38	0,06	13,46	0	0	99,49	85,44	65,43
...	...	...	...	...	...	...	...
56	0,04	0	4,17	0,01	99,54	93,36	71,68

Le reste des modes est donné en annexes

X.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

D'après le RPOA, une combinaison de forces sismiques orthogonales est effectuée afin de prendre en considération l'incertitude de direction du séisme.

La combinaison de ces éléments nous fournit l'impact probable de l'action sismique maximale en raison de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y ainsi que de l'axe vertical Z :

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

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

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

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

X.8.8 EVALUATIONS DES EFFORTS SISMQUES

Tableau X. 2: les composantes de la force sismique dans les directions longitudinale, transversale et verticale.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1010,79	1 204,12	661,1	1 570,36	1 705,69	1 325,57
P1	2565,33	1 657,00	1679,3	3 566,22	2 930,39	2 946,00
P2	2565,33	1 657,00	1679,3	3 566,22	2 930,39	2 946,00
C2	1010,79	1 204,12	661,1	1 570,36	1 705,69	1 325,57

CHAPITRE XI
ETUDE DE LA PILE

XI.1. INTRODUCTION

Les piles sont des éléments essentiels dans la construction d'un pont. Elles permettent la transition des efforts dus au tablier jusqu'au sol. Elles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique.

XI.2. IMPLANTTION DES PILES

Tableau XI. 1:caractéristiques de la pile

désignation	1	2
Point kilométrique	15+493,45	15+523,55
Hauteur de la pile (m)	5,5	5,5

XI.3. CONCEPTION DES PILES

XI.3.1. Formes des piles

L'ouvrage franchit un Oued, alors la meilleure conception à une telle situation est celle d'une pile portique constituée de 3 fûts de section circulaire afin d'éviter l'implantation d'un obstacle fasse au cours d'eau. Les fûts sont surmontés d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

XI.3.2. Pré dimensionnement des éléments de la pile

➤ Le chevêtre

Il assure la transmission des charges provenant du tablier aux fûts, ainsi qu'il offre un espace pour poser les vérins au cas de changement d'appareils d'appuis

Les dimensions du chevêtre sont données dans le tableau suivant

Tableau XI. 2:dimensions du chevêtre

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
14,5	2,5	1,5

➤ Les fûts

Leur rôle est la transmission des efforts provenant du chevêtre à la semelle. La pile est constituée de 3 fûts dont les dimensions sont données dans le suivant tableau

Tableau XI. 3:dimensions des fus

Nombre	Hauteur (m)	Diamètre (m)
3	4	2

➤ Les semelles

Leur rôle est de transmettre les charges des futs aux pieux, les dimensions d'une semelle sont données ci-dessous

Tableau XI. 4:dimensions de de la pile

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Béton de propreté(m)
13,5	6	1,7	0.1

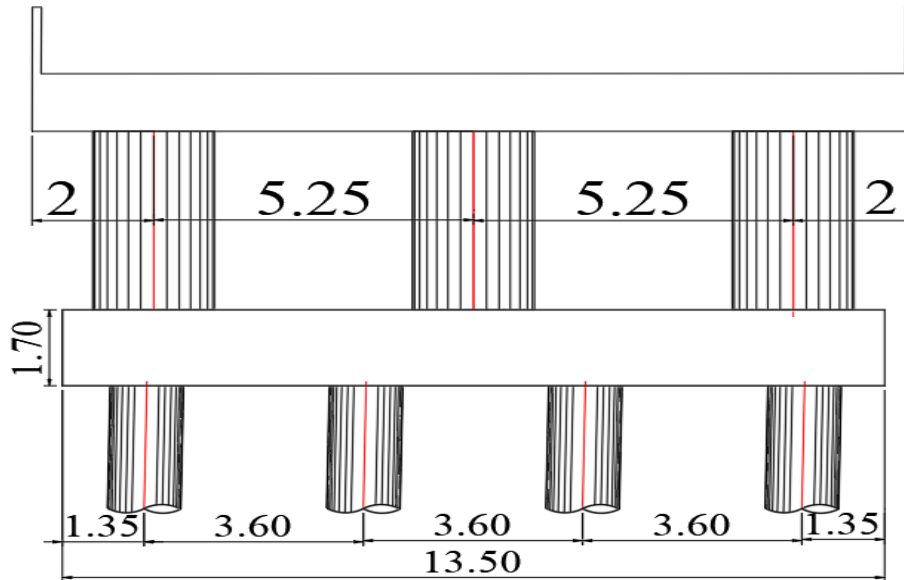


Figure XI. 1:coupe transversale de la pile

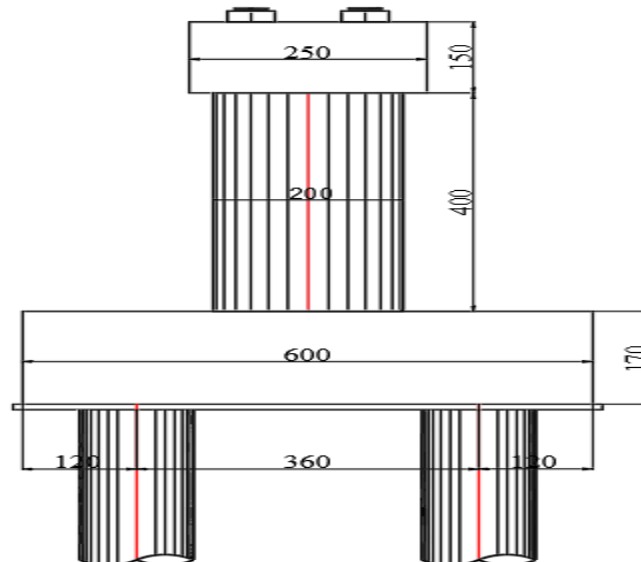


Figure XI. 2:coupe longitudinale de la pile

XI.4. ETUDE DE LA PILE

XI.4.1. Les réactions dues aux charges et surcharges

Tableau XI. 5:réactions de la pile

Charge (KN)	Pile
R_g	8291,74
$R_{(Al)}$	2069,55
R_{bc}	1793,32
R_{Mc120}	1169,51
R_{D240}	2106,21
R_{ST}	56,00

XI.4.2. Etude du chevêtre

L'étude du chevêtre se fait à la flexion simple qui est due aux charges de la superstructure, ainsi que à la torsion qui est due aux réactions d'appui du tablier dans le cas d'une seule travée chargée à cause de l'excentricité des charges, ou bien durant la phase de construction lorsqu'un seul tablier est posé.

XI.4.2.1 Etude à la flexion

XI.4.2.1.1. Modélisation du chevêtre

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2021, le chevêtre est considéré comme un élément barre le model est illustré dans la figure suivante :

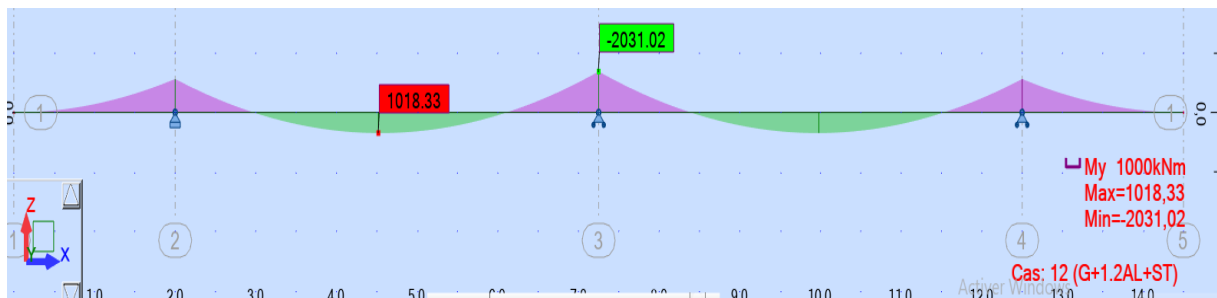
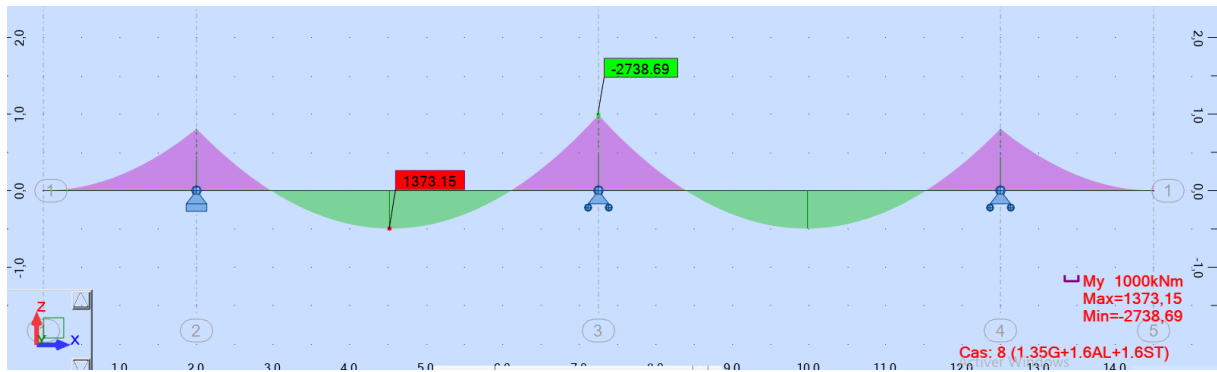


Figure XI. 3:modèle de calcul

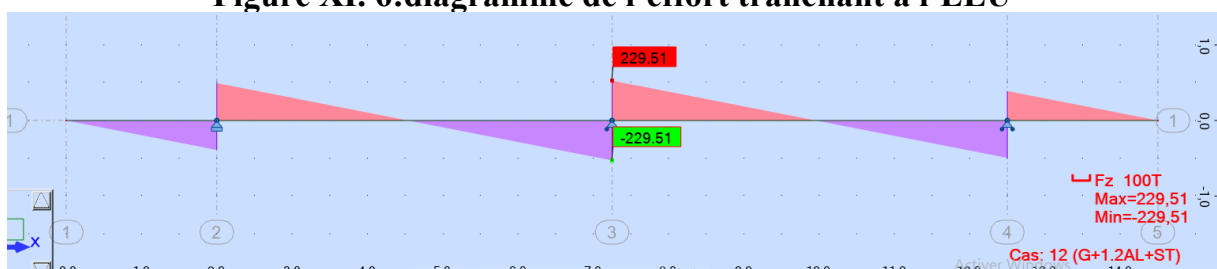
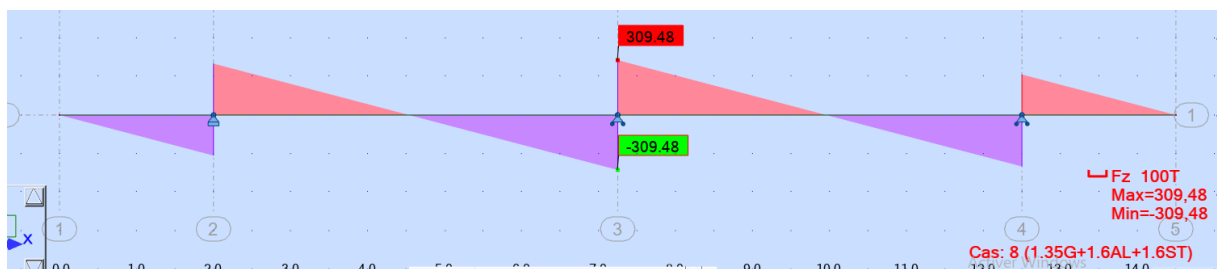
XI.4.2.1.2 Evaluation des efforts

Les efforts sont élaborés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2021, et les résultats obtenus sont représentés ci-dessous sous formes de diagrammes représentant les moments de flexion sous les combinaisons les plus défavorables

➤ Les diagrammes du moment fléchissant



➤ Les diagrammes de l'effort tranchant



➤ Résultats :

Tableau XI. 6:valeurs des efforts sollicitant aux états limites

	ELS	ELU
Le moment fléchissant maximal à mi travée (KN.m)	1018,33	1373,15
Le moment fléchissant maximal sur appui (KN.m)	-2031,20	-2738,69
L'effort tranchant maximal sur appui (KN)	2295,10	3094,80

XI.4.2.1.3. Ferrailage du chevêtre :

• **Armatures longitudinales**

Nappe inférieure

Le moment maximal à ELS $M_{mi_travée}^{max} = 1018,33 \text{ KN.m}$

La section d'armature inférieure est $A_s = 36,3 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature : 13HA20 avec un espacement de 20 cm.

Nappe supérieure

Le moment maximal à ELS $M_{sur_appui}^{max} = 2031,20 \text{ KN.m}$

La section d'armature supérieure est $A_s = 60 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature : 13HA25 avec un espacement de 20 cm.

• **Armatures transversales**

L'effort tranchant maximal à l'ELU est $T^{max} = 3094,80 \text{ KN}$

Calcul de la contrainte tangentielle dans le béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{3094,8 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,9 \times 1,5} = 0,92 \text{ MPA} \rightarrow \tau_v = 0,92 \text{ MPA}.$$

$$\tau_v \leq \bar{\tau} = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPA}) = \min(2,7; 4) = 2,7\text{MPA vérifiée}.$$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}k)}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \gamma_s b_0$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$k = 1 \text{ (pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (inclinaison des armatures)}$$

$$b_0 = 2,5\text{m}$$

$$k = 1$$

D'où :

$$A_{t1} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}k)}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \gamma_s b_0 S_t = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de la section minimale : } A_{\min} \geq \frac{0,4b_0 S_t}{f_e} = 3\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\min}; A_{t1}) = 5,43 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armatures : des cadres verticaux de HA16 espacés de $e=15$ cm en zone courante, et de $e=10$ cm en zones critiques.

Tableau XI. 7: récapitulatif des choix d'armatures

	Choix des barres	Espacement (cm)
Armatures longitudinales inf	13HA20	20
Armature longitudinales sup	13HA25	20
Armatures transversales	cadres de HA16	10/15

XI.4.2.2. Etude à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée ou lorsqu'une travée est mise en place.

Le chevêtre ayant une section pleine se comporte comme une poutre

à section tubulaire, autrement dit, la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

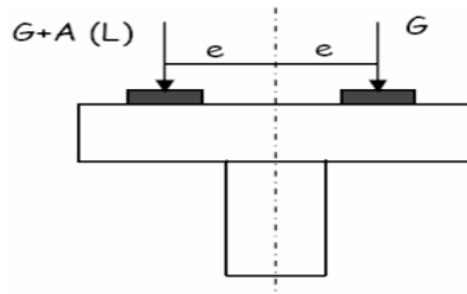


Figure XI. 8:schéma explicatif des efforts sollicitant le chevêtre.

XI.4.2.2.1. Le ferrailage du chevêtre à la torsion

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section en forme de rectangle ayant la hauteur du chevêtre. et dont la largeur l_t est donnée par :

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

l_t : la largeur de la section équivalente de torsion.

l_c : largeur réelle du chevêtre.

$\varnothing$; diamètre du fut

Dans notre cas :

$$2,5 \leq 2 + 1,5 \rightarrow 2,5 \leq 3,5 \rightarrow l_t = l_c = 2,5 \text{ m.}$$

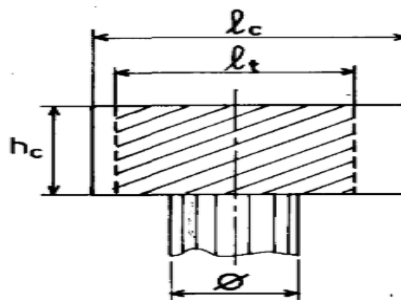


Figure XI. 9:schéma explicatif

Pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

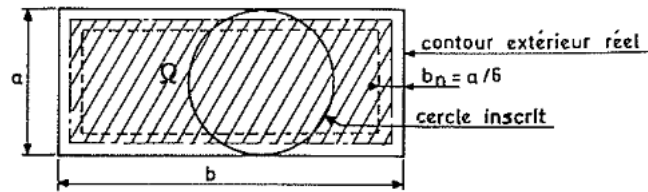


Figure XI. 10:schéma explicatif de la section de calcul du chevêtre.

➤ **La contrainte tangente de torsion**

La contrainte tangente de torsion se calcule alors comme pour les sections creuses :

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

b_n : la paroi de la section creuse équivalente

$$b_n = h_c / 6 = 0,25 \text{ m} .$$

Ω : l'air du contour tracé à mi épaisseur des parois, elle a pour expression :

$$\Omega = (H_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1,5 - 0,25) \times (2,5 - 0,25) = 2,81 \text{ m}^2 .$$

e : l'excentrement entre l'axe de l'appui et le centre du chevêtre $e = 0,6 \text{ m}$.

R : réaction maximale au droit de l'appui

c : le moment de torsion , tel que :

- **En phase de construction** : une seule travée posée

$$c = 1,35R_G \times e = 1,35 \times 4145,87 \times 0,6$$

$$c = 1,35 \times 4145,87 \times 0,6$$

$$c = 3358,15 \text{ KN.m}$$

$$C = 231,59 \text{ KN.m/ml}$$

- **En service**

$$c = (1,35R_G + 1,6R_{A(L)}) \times e - 1,35R_G \times e$$

$$c = 1,6R_{A(L)} \times e$$

$$c = 1,6 \times 1745,18 \times 0,6$$

$$c = 1675,37 \text{ KN.m}$$

$$c = 115,54 \text{ KN.m/ml}$$

Le moment de torsion pris en considération est le moment de torsion maximal

$$c = 3358,15 \text{ KN.m}$$

$$c = 231,59 \text{ KN.m/ml}$$

Donc la contrainte du cisaillement est égale à :

$$\tau_b = \frac{3358,15 \times 10^{-3}}{2 \times 2,81 \times 0,25}$$

$$\tau_b = 2,39 \text{ MPA}$$

- **Armatures longitudinales**

La section d'armature longitudinales est donnée par la formule

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C.P}{2.\Omega} = \frac{1}{333,33} \frac{231,59 \times 10^{-3} \times 7,5}{2 \times 2,81} = 9,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

P : périmètre extérieur de la section, égale à P=9,92m.

Choix d'armature : 6HA16/ml avec un espacement de 25 cm

- **Armatures transversales**

$$A_{t2} = \frac{c.s_t}{2.\Omega\sigma_a} = \frac{231,59 \times 10^{-3} \times 0,2}{2 \times 2,81 \times 333,33} = 2,6 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 8,03 \text{ cm}^2$

Soit des cadres HA14 avec un espacement de 15cm en zone courante et 10 cm en zone sismique

Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 27}{1,5}; 4\text{MPa}\right) \\ = \min(2,7\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_{lim} = 2,7\text{MPa}$$

$$2,3^2 + 0,92^2 \leq 2,7^2 \rightarrow 6,1 < 7,29 \text{ MPA vérifiée .}$$

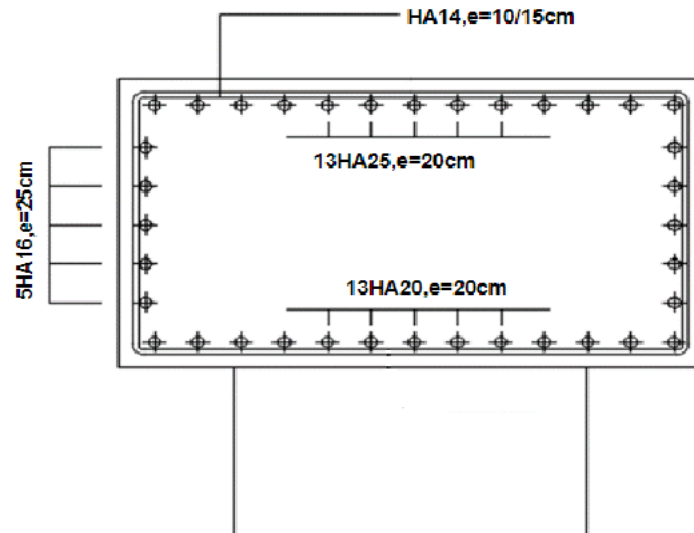


Figure XI. 11: coupe transversale du ferrailage du chevrete

XI.4.3. Etude des futs

XI.4.3.1. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que l'élancement de fut λ est inférieur à l'élancement admissible $\bar{\lambda}$:

$$\lambda \leq \bar{\lambda}$$

L'élancement de fut λ est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ tel que :

l_f : la longueur de flambement du fut : $l_f = K \cdot L = 0,5 \times 4 = 2\text{m}$

$K = 0,5$ (fut supposé encastré aux extrémités)

L : longueur du fut

$\bar{\lambda}$: l'élancement admissible égale à 50

i : rayon du giration : $i = \frac{\phi_{fut}}{4} = \frac{2}{4} = 0,5\text{m}$

D'où $\lambda = \frac{2}{0,5} = 4 \leq 50$ condition vérifiée

XI.4.3.2. Évaluation des efforts agissant sur les futs :

Les efforts agissant sur les futs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 8:efforts agissants sur les futs

Désignation	N (KN)	H (KN)	LH (m)	LV (m)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Poids du fût	942,48	/	0,00	2,00	0,00	/
Poids du chevêtre	1359,38	/	0,00	4,75	0,00	/
Poids du tablier	8291,74	/	0,00	5,50	0,00	
Effort due au retrait et fluage Hf+r	/	176,40	/	5,50	/	970,20
Effort due à la variation du température HT°	/	110,25	/	5,50	/	606,38
Somme	10593,59	242,55	/	/	0,00	1334,03
(Al)	2069,55	/	0,00		0,00	/
(Bc)	1793,32	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1169,51	/	0,00	/	0,00	/
D240	2106,21	/	0,00	/	0,00	/
ST	90,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	104,38	/	5,50	/	574,09
Bc	/	180,00	/	5,50	/	990,00

XI.4.3.3. Calcul des sollicitations

Les sollicitations agissant sur les futs avec leurs combinaisons sont données dans le suivant tableau

➤ **A l'état limite de service ELS:**

Tableau XI. 9:combinaisons des efforts à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	10593,59	242,55	1334,03	0,00	1334,03
G+1.2Al+ST	13409,24	367,81	2022,93	0,00	2022,93
G+1.2Bc+ST	12801,83	458,55	2522,03	0,00	2522,03
G+Mc120	11763,10	242,55	1334,03	0,00	1334,03
G+D240	12699,80	242,55	1334,03	0,00	1334,03

- Les efforts maximaux sollicitant les 3 futs :

$$M_{max} = 2522,03 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 12835,58 \text{ KN}$$

$$H_{max} = 485,55 \text{ KN} \rightarrow N_{correspondant} = 12835,58 \text{ KN}$$

- Les efforts maximaux sollicitant un seul fut sont donc :

$$M_{max} = 840,68 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 4278,53 \text{ KN}$$

$$H_{max} = 152,85 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 4278,53 \text{ KN}$$

➤ A l'état limite ultime ELU

Tableau XI. 10:combinaisons des efforts à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	4301,35	337,37	1855,51	0,00	1855,51
1.35G+1.6A1+1.6ST	14301,35	504,37	2774,05	0,00	2774,05
1.35G+1.6B+1.6ST	17260,66	625,37	3439,51	0,00	3439,51
1.36G+1.35Mc120	17144,73	337,37	1855,51	0,00	1855,51
1.36G+1.35D240	14377,29	337,37	1855,51	0,00	1855,51

- Les efforts maximaux sollicitant les 3 futs :

$$M_{max} = 3439,51 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 17314,66 \text{ KN}$$

$$H_{max} = 625,37 \text{ KN} \rightarrow N_{correspondant} = 17314,66 \text{ KN}$$

- Les efforts maximaux sollicitant un seul fut sont donc :

$$M_{max} = 1146,50 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 5771,55 \text{ KN}$$

$$H_{max} = 152,85 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 5771,55 \text{ KN}$$

Tableau XI. 11:combinaisons des efforts

Cas	combinaison	M (KN. m)	N (KN)
ELS	G+1.2Bc+ST	840,68	4278,53
ELU	1.35G+1.6B+1.6ST	1146,50	5771,55
ELA	G+D+E+0,4ΔT	5771,55	2010,95

XI.4.3.4. Ferrailage des futs

Le fut est considéré comme un élément soumis à la flexion déviée, le calcul des sections d'armatures est fait à l'aide du logiciel BA EXPERT

- **Armatures longitudinales**

Section d'armature : $A_s = 77,2 \text{ cm}^2$

Choix d'armature : 25HA20 avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

La section d'armature A_s doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_s}{\pi r^2} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 32,08 \text{ cm}^2$$

On comparant les deux valeurs ,on trouve que $A_s \geq 32,08 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

- **Armature transversale :**

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

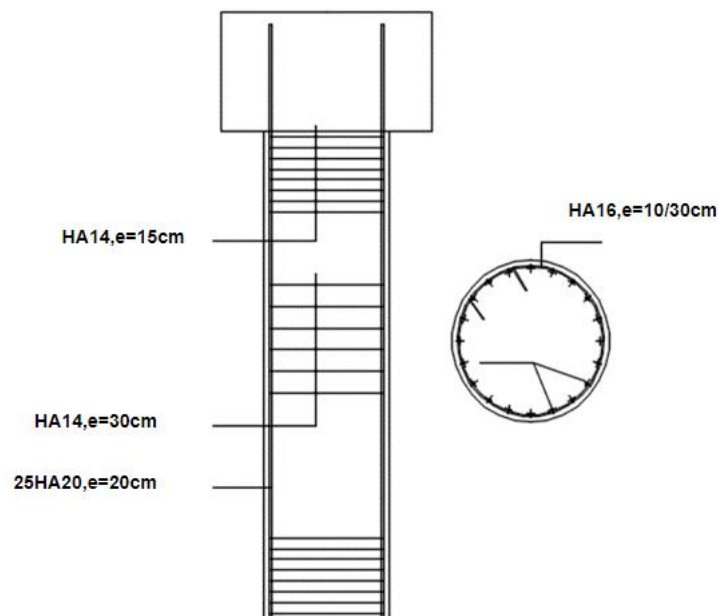


Figure XI. 12: coupe transversale et longitudinale du ferrailage du fut

XI.4.4. Etude de la semelle

- ✓ Epaisseur : 1.7 m.
- ✓ Largeur : 6 m.
- ✓ Longueur : 13,5 m
- ✓ Béton de propreté : 0.10 m

XI.4.4.1. Descente de charges

Tableau XI. 12:efforts appliqués à la pile

	N (KN)	H (KN)	LH(m)	LV(m)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Semelle	3442,50	/	0,00	0,85	0,00	/
PDT	1088,75	/	0,00	2,10	0,00	/
Fûts	942,48	/	0,00	3,70	0,00	/
Chevêtre	1359,38	/	0,00	6,45	0,00	/
G Tablier	8291,74	/	0,00	7,20	0,00	/
Hf+r	/	176,40	/	7,20	/	1270,08
HT°	/	110,25	/	7,20	/	793,80
Somme	15124,85	242,55	/	/	0,00	1746,36
(Al)	2299,50	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1793,32	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1169,51	/	0,00	/	0,00	/
D240	2106,21	/	0,00	/	0,00	/
ST	56,25	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	104,38	/	7,20	/	751,54
Bc	/	180,00	/	7,20	/	1296,00

XI.4.4.2. Ferrailage de la semelle

➤ Condition normale :

Le ferrailage de la semelle se fait selon la méthode des bielles, tel que cette méthode est applicable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

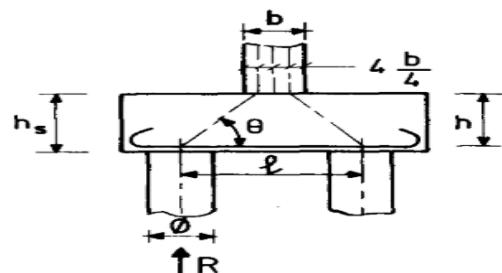
$$\begin{cases} 45^\circ \leq \theta \rightarrow \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$


Figure XI. 13:schéma explicatif de la méthode de bielle

Tel que :

h : position des armatures inferieures ($h=h_s-10\text{cm}=1,6\text{m}$)

L : l'entraxe des pieux égale 3,6m

b : le diamètre de fut égale à 2m

θ : l'inclinaison de la bielle avec l'horizontale

d'où : $\tan\theta = 1,232 \rightarrow \theta = 50,93^\circ$ et $1,4 > 1,3$

$$\left\{ \begin{array}{l} 45^\circ \leq \theta = 50,93^\circ \\ h = 1,6 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode des bielles est bien applicable.

a. Armatures inférieures transversales de la semelle :

La section des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$A_s = \frac{R}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{L/2 - b/4}{h}$$

R : la réaction maximale égale à

ELS : 2,43 MN.

$\overline{\sigma}_a$: donnée par la formule $\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3}f_e = \frac{500}{1,5} = 333,33 \text{ MPA}$.

$$A_s = 59,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique :**

Le moment maximal sollicitant la semelle $M_{max} = 4920,95 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 105,1 \text{ cm}^2$ on trouve avec robot expert

La condition sismique est la plus défavorable donc : $A_s = 105,1 \text{ cm}^2$

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, de largeur égale à la somme du diamètre des pieux et de la hauteur h_s de la semelle. et qui est donc égale 2,9 m

D'où : $A_s = \frac{59,25}{2,9} = 36,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Vérification des armatures minimales :**

En zone Ila et dans les zones tendues, le RPOA impose une section minimale de ferrailage égale à :

$$A_{smin} = 0,15\% \times 1 \times 1,5 \times 10^4 = 25,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En comparant les deux sections , on trouve que $A_s \geq A_{smin}$, et donc la section du ferrailage des armatures transversales inférieure est $A_s = 36,24 \text{ cm}^2/ml$

Choix d'armature : 5HA32/ml avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$.

b. Armatures longitudinales inférieures

Leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures transversales :

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{36,24}{3} = 12,8 \text{ cm}^2/ml$$

Choix d'armature : 6HA25/ml avec un espacement de $e = 15 \text{ cm}$

c. Armature transversale supérieures

$$A_s = \frac{A_s}{3} = 12,8 \text{ cm}^2/ml$$

✓ Vérification des armatures minimales :

En zone IIa et dans les zones comprimées, le RPOA impose une section minimale de ferrailage égale à :

$$A_{smin} = 0,1\% \times 1 \times 1,5 \times 10^4 = 17 \text{ cm}^2/ml$$

En comparant les deux sections , on trouve que $A_s \leq A_{smin}$, et donc la section du ferrailage des armatures transversales inférieure est $A_s = 17 \text{ cm}^2/ml$

Choix d'armature : 6HA20 avec un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

d. Armatures longitudinales supérieures

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \text{cm}^2/ml \geq A_{smin} \rightarrow A_s = 17 \text{ cm}^2/ml$$

Choix d'armature : 6HA20 avec un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

e. Armatures latérales

$$A_{s \text{ lat}} = \frac{A_s}{10} = 3,6 \text{ cm}^2/ml$$

Choix d'armature : HA14 avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$.

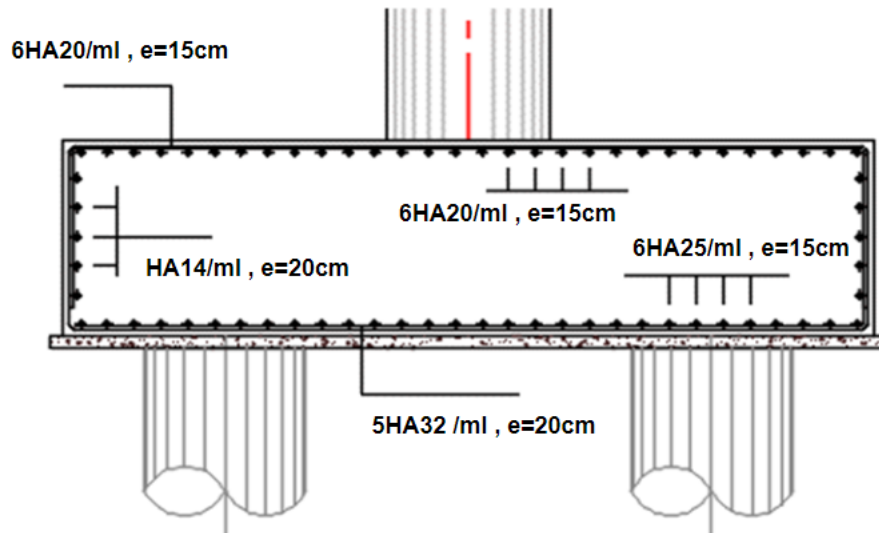


Figure XI. 14: coupe transversale du ferrailage de la semelle

XI.4.5. Etude de pieux

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

XI.4.5.1. Nombre et dispositions des pieux

On a opté pour deux files, chacune comportant 4 pieux de diamètre 1,2 m

XI.4.5.2. Détermination de la profondeur des pieux

La réaction maximale en tête de pieux

à l'ELS : $R_{\max} = 2207,04 \text{ KN}$.

à l'ELU : $R_{\max} = 2980,01 \text{ KN}$.

En comparant cette valeur a la capacité portante du sol, la profondeur des pieux est prise égale $L=31\text{m}$ (voir annexe)

XI.4.5.3. Combinaisons des efforts

➤ A l'état limite de service ELS

Tableau XI. 13:combinaisons des efforts à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	15124,85	242,55	1746,36	0,00	1746,36
G+1.2Al+ST	17940,50	367,81	2648,20	0,00	2648,20
G+1.2Bc+ST	17333,08	458,55	3301,56	0,00	3301,56
G+Mc120	16294,36	242,55	1746,36	0,00	1746,36
G+D240	17231,06	242,55	1746,36	0,00	1746,36

➤ A l'état limite ultime ELU

Tableau XI. 14:combinaisons des efforts à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	20418,55	337,37	2429,03	0,00	2429,03
1.35G+1.6Al+1.6ST	24187,75	504,37	3631,49	0,00	3631,49
1.35G+1.6B+1.6ST	23377,86	625,37	4502,63	0,00	4502,63
G+Mc120	23261,93	337,37	2429,03	0,00	2429,03
G+D240	20494,49	337,37	2429,03	0,00	2429,03

XI.5.3. Évaluation des efforts en tête du pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$R_i = \frac{N}{n} \mp \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Tel que : n : nombre de pieux ;

N : effort normale vertical correspond ;

M : moment correspond ;

x : distance entre les pieux par rapport à l'axe de la semelle

Tableau XI. 15:réactions en tête des pieux à l'ELS

	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
G	1769,33	2011,88
G+1.2Al+ST	2058,66	2426,47
G+1.2Bc+ST	1937,36	2395,91
G+Mc120	1915,52	2158,07
G+D240	2332,61	2275,16

Tableau XI. 16:réactions en tête des pieux à l'ELU

	R ₁	R ₂
1,35G	2383,64	2721,00
1.35G+1.6A1+1.6ST	2771,28	3275,65
1.35G+1.6B+1.6ST	2609,55	3234,91
G+Mc120	2739,06	3076,42
G+D240	2393,13	2730,49

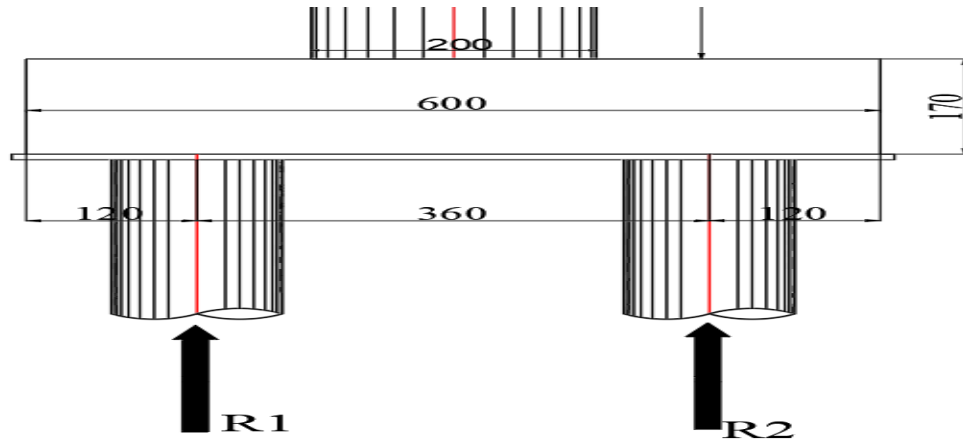


Figure XI. 15: Les réaction en tête des pieux

XI.5.4. Calcul des moments à la base de la semelle par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auxquels, le pieu est soumis en différents points, le pieu est considéré encasté à la semelle en tête, donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement sans rotation

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

λ : Coefficient d'amortissement $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$

$\bar{P}$: L'effort tranchant maximal sollicitant un pieu

b : le diamètre du pieu ($b=1,2$ m)

$C_u=30$ KN/m²(cas plus défavorable).

I : l'inertie de la section du pieu ($I=0,101$ m⁴).

E : module d'élasticité du béton ($E=33000$ MPA)

$\lambda = 0,228 \rightarrow \lambda \times L = 7,067 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45$ et $\chi_{\theta M} = 1,65$

Tableau XI,16: valeur de $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \times L$

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Le moment maximal a la base de fondation est donc

à l'ELS $\bar{M} = 220,97 \text{ KN.m}$

à l'ELU $\bar{M} = 302,37 \text{ KN.m}$

XI.5.5. Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage est fait à l'aide du logiciel EXPERT BA 2010

○ Armatures longitudinales

La section d'acier $A_s = 113,10 \text{ cm}^2 \rightarrow$ choix de barres 24HA25 espacées de 15 cm²

○ Armatures transversales

Les armatures transversales sont des cerces de HA16 espacées de 30 cm en zones courantes et de 15 cm en zones critiques.

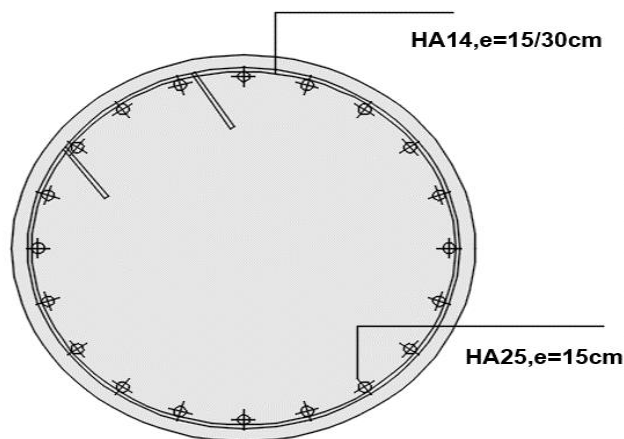


Figure XI. 16:coupe transversale du ferrailage des pieux

XI.6. CONCLUSION

Ce chapitre est dédié à l'étude de la pile et ses constituant en tenant compte de l'environnement et de la nature du sol. Afin de pouvoir déterminer le ferrailage nécessaire pour resister aux sollicitations externes



CHAPITRE XII
ETUDE DE LA CULEE



XII.1. INTRODUCTION :

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

Nous avons choisi d'utiliser une culée remblayée dans notre projet.

XII.2. IMPLANTATION DES CULEES :

En utilisant le profil en long du projet, on extrait les côtes projet ainsi que les côtes du terrain naturel.

La hauteur de la culée est déterminée par la formule :

$$H_{culée} = Cote\ projet - revetement - cote\ du\ terrain\ naturel + remblai$$

Tableau XII. 1: Implantation des culées 1

	Culée C1 (Côté Alger)	Culée C2 (Côté Tlemcen)
Point kilométrique (PK)	15+463.35	15+553.65
Cote projet (m)	44.056	42.52
Cote TN(m)	35.706	35.32
Epaisseur remblai(m)	0.50	0.50
$H_{culée}(m)$	8.75	7.6

XII.3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

XII.3.1. Choix de la morphologie :

Nous avons choisi d'utiliser une culée remblayée dans notre projet, qui joue le double rôle, le soutènement des remblais derrière l'ouvrage d'une part et de porter le tablier d'autre part par l'intermédiaire des appareils d'appui.

XII.3.2. Les éléments de prédimensionnements :

Le prédimensionnement s'appuie sur le document « PP73 1.1.3 de SETRA ».

1. Mur garde grève :

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Hauteur : H = hauteur de (la poutre + la dalle) + hauteur de (l'appareil d'appui + des d'appui)

$$H = 1.5 + 0.2 + 0.06 + 0.2 = 1.96m \text{ on prend } H = 2m$$

Épaisseur : On a $H_{culée} = 8.75m > 2m$ alors : $e = 30cm$

Longueur : largeur du tablier $L = 14.5m$

2. Mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,8 à 1,8m

On prend : $e = 1.4m$

Hauteur : $H = H_{culée} - H_{garde\ grève} = 8.75 - 2 = 6.75m$

Longueur : largeur du tablier $L = 14.5m$

3. Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève

Longueur : $L = \min(6m, \max(3m, 0.6H_{culée})) = \min(6m, \max(3m, 5m)) = 5m$

Généralement elle a une épaisseur $e = 30cm$.

La dalle de transition suit une pente de 10 %.

4. Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.

Epaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm : $e = 40cm$.

Longueur : $L = 7m$

Hauteur: $H = H_{culée} = 8.75m$

5. Corbeau :

Le corbeau est comme appuis pour la dalle de transition sous forme de trapèze.

Hauteur 1 : $H_1 = 0.3m$

Hauteur 2 : $H_2 = 0.3m$

Epaisseur : $e = 0.3m$

Longueur : $L=13.65m$

6. Sommier d'appuis :

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Il est intégré au mur frontal.

Epaisseur : $es = e_{mur\ de\ front} - e_{garde\ grève} = 1.4 - 0.3 = 1.1m$

Longueur : largeur du tablier $L = 14.5m$

7. Semelle :

Longueur : $L=15m$

Largeur : $B=6m$

Epaisseur : $D=1.8m$

Les dimensions des éléments de la culée sont récapitulées dans le tableau XII.2 :

Tableau XII. 2:dimensions des éléments de la culée

Élément	H(m)	Long(m)	Ep(m)
Semelle	1.90	15.00	6.00
Mur F	6.75	14.50	1.40
DDT	0.30	13.65	5.00
Mur en R	8.75	7.00	0.40
Corbeau	0.6	13.65	0.30
MGG	2.00	14.50	0.30

Coupe longitudinale sur culée

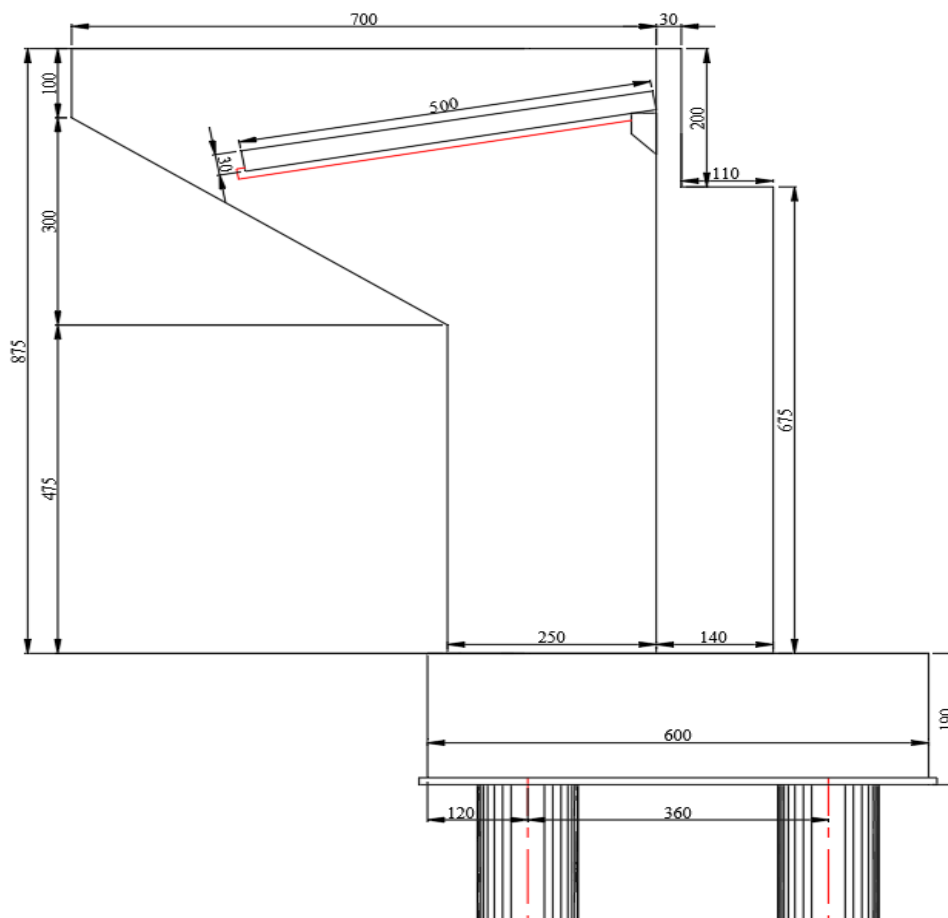


Figure XII. 1:Coupe longitudinale sur culée

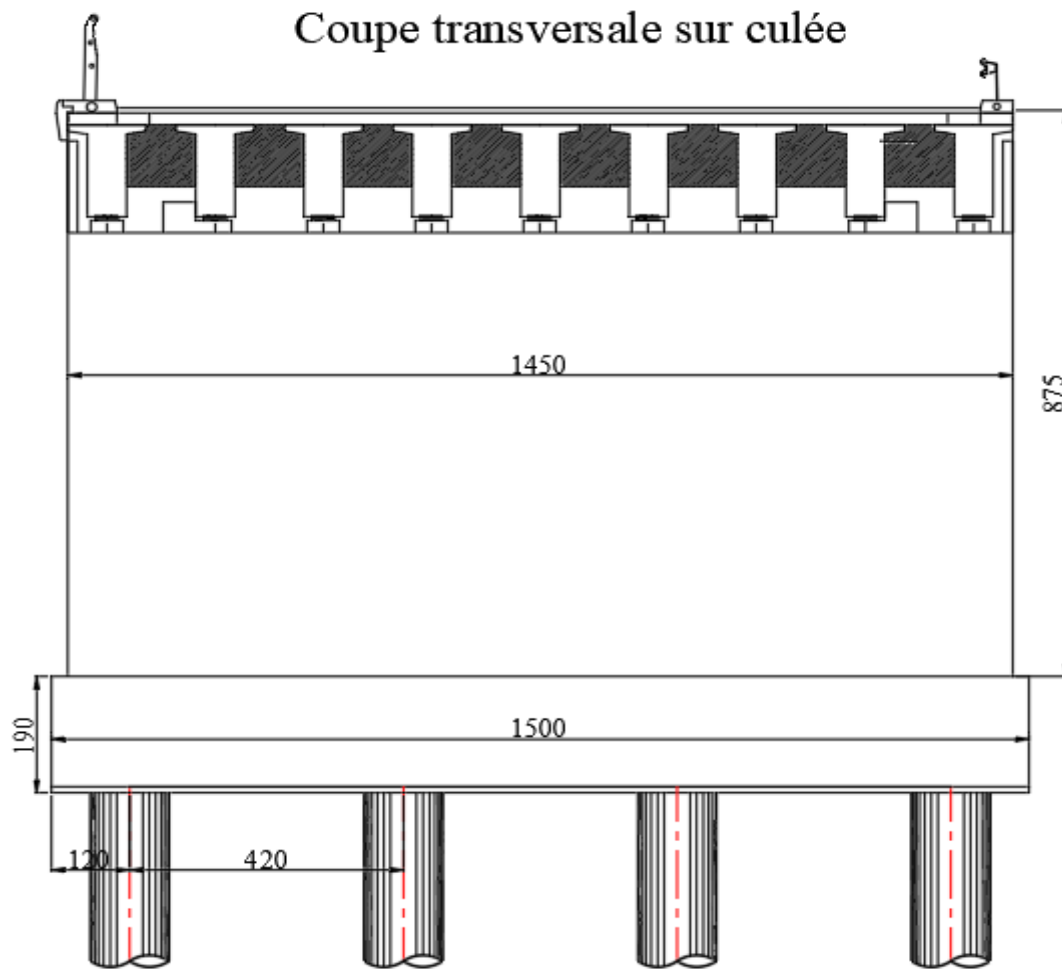


Figure XII. 2: Coupe transversale sur culée

XII.4. STABILITE ET EVALUATION DES EFFORT :

XII.4.1. Calcule de coefficient de poussée :

Le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE (selon RPOA2008) :

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

$$\tan(\theta) = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Tel que :

- $\theta = \arctang \frac{K_h}{1 \pm K_v}$;
- γ : le poids volumique des terres, : $\gamma = \frac{18KN}{m^3}$;
- φ : l'angle de frottement interne du remblai, (pour remblai $\varphi = 30^\circ$) ;
- δ : l'angle de frottement sur le mur, (sol – béton) $\delta = 0^\circ$;
- β : Angle de talus, $\beta=0^\circ$;
- $K_h = A = 0.2$, Coefficient sismique horizontale ;
- $K_v = 0.3 \times K_h = 0.3 \times 0.2 = 0.06$, Coefficient sismique verticale.

On fait les calculs sur 4 cas résumés dans le tableau suivant :

Tableau XII. 3: Valeurs des coefficients de poussée.

CAS	K_h	K_v	θ (°)	K_{ad}
Normal	0	0	0	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.20	0.06	10.68	0.46
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.20	-0.06	12.01	0.48
Séisme Horizontal	0.20	0	11.31	0.47

XII.4.2. Evaluation des charges statiques sollicitant la culée :

➤ Les efforts dus aux charges permanentes :

On a : La densité de sol : $\gamma_{sol} = 18KN/m^3$

Coefficient de poussée des terres : $K_a = 0.33$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau XII.4, tel que le calcul des bras de levier se fait par le logiciel AUTOCAD 2021

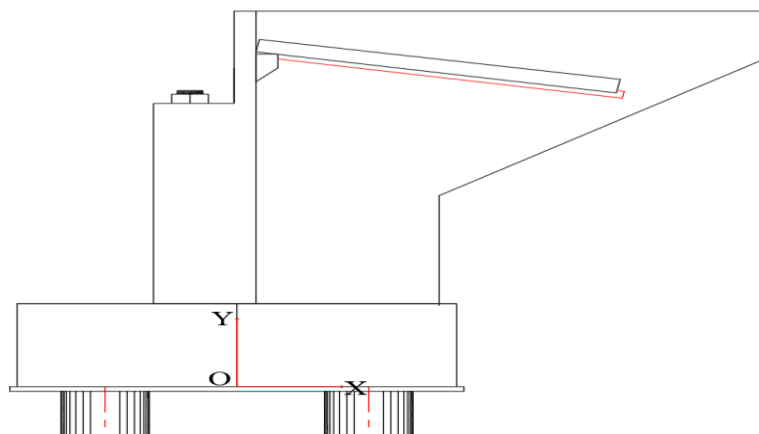


Figure XII. 3: la position de calculs des moments

Tableau XII. 4: Les efforts dus aux charges permanentes de la culée

Désignation	N (KN)	$e_x(m)$	$e_y(m)$	M_{FV}/o
Semelle	4275	0	0.95	0
Mur F	3425.625	-0.26	5.18	-890.66
DDT	255.9375	2.75	9.35	703.82813
Mur en R	331.2	2.55	7.19	844.56
Corbeau	45.7275	0.39	9.39	17.833725
MGG	217.5	0.11	9.55	23.925
Poids des Terres Amont	5643.729	0.189	6.03	1066.6648
Poids des T sur DDT	637.5915	3.09	9.998	1970.1577
Somme	14832.3105	/	/	3736.3069

➤ Efforts dus aux surcharges du tablier :

Tableau XII. 5: Les efforts dus au tablier

Surcharges	N (KN)	H (KN)	$e_x(m)$	$e_y(m)$	M_{FV}/o	M_{FH}/o
R_g	4145.87	/	-0.59	/	-2463.89	/
$R_{A(l)}$	1745.18	/	-0.59	/	-1037.16	/
R_{BC}	1584.04	/	-0.59	/	-941.39	/
R_{MC120}	1082.53	/	-0.59	/	-643.35	/
R_{D240}	1671.72	/	-0.59	/	-993.50	/
R_{ST}	45.00	/	-0.59	/	-26.74	/
Retrait et fluage	/	87.92	/	-8.65	/	-488.92
Température	/	39.57	/	-8.65	/	-220.02
Frein Al	/	156.10	/	-8.65	/	-1350.27
Frein Bc	/	180.00	/	-8.65	/	-1557.00

XII.4.3. Evaluation des charges sismiques sollicitant la culée :

XII.4.3.1. Evaluations des charges sismiques permanentes :

Lorsque la culée est impactée par un séisme, les masses des éléments de la culée vont avoir des forces dues à ce séisme. Le tableau XII.6 présente les résultats du calcul des charges sismiques des éléments de la culée. Tel que : $N_{sismique} = N_{statique} \times K_v$

$$H_{sismique} = H_{statique} \times K_h$$

Tableau XII. 6: charges sismique permanents

Désignation	N (KN)	H (KN)	$e_x(m)$	$e_y(m)$	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Semelle	256.50	855.00	0.00	0.95	0.00	812.25
Mur F	205.54	685.13	-0.26	5.18	-53.44	3548.95
DDT	15.36	51.19	2.75	9.35	42.23	478.60
Mur en R	19.87	66.24	2.55	7.19	50.67	476.27
Corbeau	2.74	9.15	0.39	9.39	1.07	85.88
MGG	13.05	43.50	0.11	9.55	1.44	415.43
Poids des Terres Amont	338.62	1128.75	0.19	6.03	64.00	6806.34
Poids des T sur DDT	38.26	127.52	3.09	10.00	118.21	1274.93
Total	889.94	2966.46	/	/	224.18	13898.63

XII.4.3.2. Evaluations des charges sismiques dus à la poussée dynamique :

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_V) H^2 K_{ad}$$

Avec: $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ poids volumique des terres.

H=10.55m, Hauteur totale (culée +semelle) ;

L= 13.65m, largeur du remblai ;

$e_h = \frac{H}{3}$, Bras de levier (point d'application de la poussée)

Les résultats de calculs dont récapituler dans le tableau suivant :

Tableau XII. 7: Valeurs de la poussée dynamique

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_h (m)	$M_{FH/o}$
$F_{ad} (1+K_V)$	0	6721.57	3.517	23637.51
$F_{ad} (1-K_V)$	0	6224.56	3.517	21889.70

XII.4.3.3. Evaluations des charges sismiques dues à la culée :

Par combinaison entre les charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres et les charges sismiques des éléments de la culée, on aura les valeurs du tableau XII.8.

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

1^{ère} cas : cas de séisme « horizontal ; $1+K_V$ » : $K_h = 0.2$; $K_V = 0.06$;

2^{ème} cas : cas de séisme « horizontal ; $1-K_V$ » : $K_h = 0.2$; $K_V = -0.06$;

3^{ème} cas : cas de séisme « vertical » : $K_h = 0$; $K_V = 0.06$.

Avec : $N_{culée} = N_{sismique}$

$H_{culée} = H_{sismique} + F_{ad}(1 \pm K_V)$

$M_{culée} = M_{hsismique} + M_{ad}(1 \pm K_V) \rightarrow$ Pour cas 1 et 2

$M_{culée} = M_{Vsismique} \rightarrow$ Pour cas 3

Tableau XII. 8: Sommation des efforts sismiques dus à la culée

CAS	$N_{culée} (KN)$	$H_{culée} (KN)$	$M_{culée} (KN.m)$
1	0.00	9688.03	37536.15
2	0.00	9191.02	35788.33
3	889.94	0.00	224.18

XII.4.3.5. Évaluation des charges sismiques dues au tablier :

Les composantes du séisme pour culée sont calculées précédemment, les valeurs sont résumées dans le tableau XII.9.

Tableau XII. 9: Efforts sismiques du tablier agissant sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_x (m)	e_y (m)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Séisme du tablier	1325.57	1570.36	0.59	8.65	787.79	13583.58

XII.4.3.6. Les charges sismiques totales (culée + tablier) :

Les efforts sismiques de la culée et de la poussée dynamique seront ajoutés à l'effort sismique du tablier sur la culée à la racine des carrés de leurs valeurs.

Les valeurs sont résumées dans le tableau XII.10.

$$N_T = \sqrt{N_{culée}^2 + N_{tablier}^2}$$

$$H_T = \sqrt{H_{culée}^2 + H_{tablier}^2}$$

$$M_T = \sqrt{M_{culée}^2 + M_{tablier}^2}$$

Tableau XII. 10: les charges sismiques totales

CAS	N_T (KN)	H_T (KN)	M_T (KN.m)
1	0.00	9814.48	39918.37
2	0.00	9324.21	38279.47
3	1596.60	0.00	819.06

XII.4.4. Combinaisons d'action à L'ELA :

➤ La réaction due au poids propre à L'ELA :

Sous la combinaison : G+0.2Q+0.4T (RPOA)

Avec : G : valeur nominale des charges permanents

Q : Action variable des charges d'exploitations.

T : Variation de température.

Les réactions R_{max} et R_{min} due au poids propre à L'ELA sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau XII. 11: Les efforts extrêmes due au poids propre à L'ELA

Effort	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
R_{max}	15190.35	139.75	-23.75
R_{min}	15048.82	134.97	-149.21

N.B. : Les calculs détaillés sont trouvés à l'ANNEXE D

➤ **Les combinaisons d'actions à L'ELA :**

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} R_{max} - H + 0,3V \\ R_{min} - H - 0,3V \end{cases} \quad \begin{cases} R_{max} + V - 0,3H \\ R_{min} - V - 0,3H \end{cases}$$

Avec : H : Effort sismique horizontale totale ;

N : Effort sismique verticale totale ;

R_{max}, R_{min} : Les réactions max et min due au poids propre à L'ELA.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XII. 12: Les combinaisons d'action à L'ELA à la base de la semelle.

Combinaisons	N (KN)	V(KN)	M(KN)
$R_{max} - H + 0,3V$	15669.33	9954.23	-39696.40
$R_{min} - H - 0,3V$	14569.84	9459.18	-38674.40
$R_{max} + V - 0,3H$	16786.95	3084.09	-11180.20
$R_{min} - V - 0,3H$	13452.22	2932.23	-12452.11

XII.4.5. Les combinaisons d'action :

Le tableau XII.13 résume les sollicitations max à L'ELU, L'ELS et L'ELA .

Tableau XII. 13: Sollicitation max des combinaisons de charges à la base de la semelle.

ETAT	N(KN)	H(KN)	M(KN)
ELU	28484.83	7006.22	24977.64
ELS	21117.40	5194.19	21023.36
ELA	16786.95	9954.23	39696.40

N.B. : Les calculs détaillés sont trouvés à l'ANNEXE D

XII.5. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULEE :

On s'intéresse dans le ferrailage de la culée aux combinaisons d'actions à L'ELU et à L'ELS.

Le ferrailage est calculé à l'aide du logiciel « ROBOT EXPRT BA 2010 ».

XII.5.1. Les efforts sollicitant la culée :

- Poussée des terres (sur mur frontal) :

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times L \times H^2$$

- Poussée dus au surcharge (10kN/m²) :

$$P = 10 \times K_a \times L \times H^2$$

Avec : H=10.55m, Hauteur de remblai

L=13.65m, Longueur de remblais

$$\gamma = \frac{18\text{KN}}{\text{m}^3}, K_a = 0.33.$$

$e_y = \frac{H}{3} = 3.5\text{m}$, point d'application de la charge (diagramme triangulaire)→ pour la poussée des terres.

$e_y = \frac{H}{2} = 5.28\text{m}$, point d'application de la charge (diagramme rectangulaire)→ pour la poussée sur 10 KN/m².

Tableau XII. 14:Les efforts sollicitant la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	$e_x(\text{m})$	$e_y(\text{m})$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Poids des T sur DDT	637.59	/	3.09	10.00	1970.16	/
Poussée des terres sur mur frontal	/	4512.26	/	-3.50	/	-15792.91
Poids Sur 10kN/m²	955.50	/	1.51	/	1442.81	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	475.22	/	-5.28	/	-2506.81

M Renversant : (-)

M Stabilisant : (+)

XII.5.2. Ferrailage du mur frontal :

Le mur frontal est considéré encastré au niveau de la semelle ; il est soumis à :

- La poussée des terres ;
- La poussée des surcharges ;
- L'effort de freinage.

Le tableau ci-après récapitule les moments et les efforts normaux et les efforts tranchants pour une bande de 1m sous combinaisons max à L'ELU et à L'ELS.

Tableau XII. 15: Les sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal

ETAT	$M_{max}(KN.m/ml)$	$N_{cor}(KN/ml)$	$T_{max}(KN/ml)$
ELU	1116.31	812.63	360.02
ELS	827.96	601.95	266.99

N.B : le calcul détaillé des sollicitations se trouve en ANNEXE D

Le mur frontal est un élément qui travaille à la flexion composée, le ferrailage du mur est composé d'armatures verticales et horizontales.

Le ferrailage vertical se fait par « ROBOT EXPRT » en considérant une section rectangulaire (1X1.4) m² en flexion composée selon le cas de chargement le plus défavorable.

(Les détails de calcul se trouvent en ANNEXE D et ANNEXE E)

1/ Section d'acier : (Robot Expert)

$A_s = 17.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 5HA25/ml ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

2/ Armature de constructions :

$A_s' = \frac{A_s}{3} = 5.83 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 5HA14/ml ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), / coté tablier avec : $e = 20 \text{ cm}$

3/ Armatures transversales

$A_{s2} = \frac{A_s}{4} = 4.375 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On opte pour 5HA12/ml ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec : $e = 20 \text{ cm}$

XII.5.3. Ferrailage du mur garde-grève :

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur sa face arrière : -Poussée de terre ;

-Poussée des surcharges ;

-Effort de freinage.

Dans le calcul qui suit, le mur garde-grève est supposé encastré à la base (dans le mur frontal).

XII.5.3.1. Evaluation des efforts :

➤ Poussée des terres :

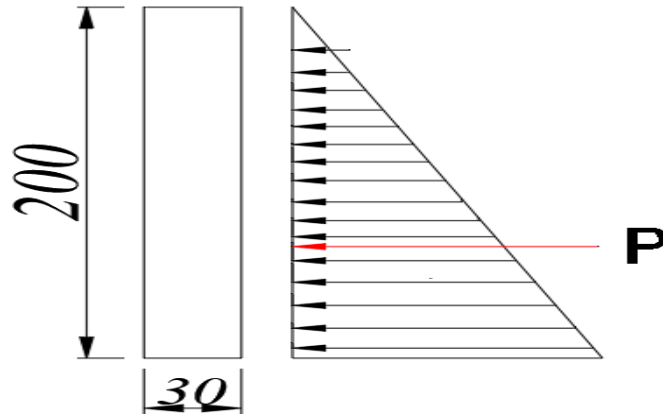


Figure XII. 4: Poussée de terre sur le mur garde-grève

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec :} \quad P = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times L \times H^2 ;$$

$H=2\text{m}$, Hauteur de remblai ;

$L=1\text{m}$, longueur de remblai ;

$K_a = 0.33, \gamma = 18\text{KN}/\text{m}^3$;

Alors : $P=11.88\text{KN/ml}$

$$M_p = 7.92\text{KN.m/ml}$$

Les combinaisons à L'ELU et à L'ELS : $\begin{cases} M_{pu} = 1.35M_p = 10.69\text{KN.m} \rightarrow \text{à L'ELU} \\ M_{ps} = M_p = 7.92\text{KN.m} \rightarrow \text{à L'ELS} \end{cases}$

➤ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

On considère un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, la force de freinage est considérée égale au poids d'une seule roue (essieu de 12t → une roue de 6t).

La formule du moment dû à l'effort de freinage est :

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

Avec : μ : coefficient de pondération : $\begin{cases} \mu = 1.6 \text{ à l'E. L. U} \\ \mu = 1.2 \text{ à l'E. L. S} \end{cases}$

$P=60\text{KN}$ (Une roue de Bc)

Alors : $\begin{cases} M_{fu} = 90.35\text{KN.m} \rightarrow \text{à L'ELU} \\ M_{fs} = 67.76\text{KN.m} \rightarrow \text{à L'ELS} \end{cases}$

➤ Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

D'après le document SETRA, seule la sollicitation engendrée par des camions type BC est la plus défavorable.

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camions accolés, placés de telle manière que le rectangle d'impact soit en contact avec la face arrière du mur garde-grève. Les rectangles sont de dimensions (0,25. 0,75) m²

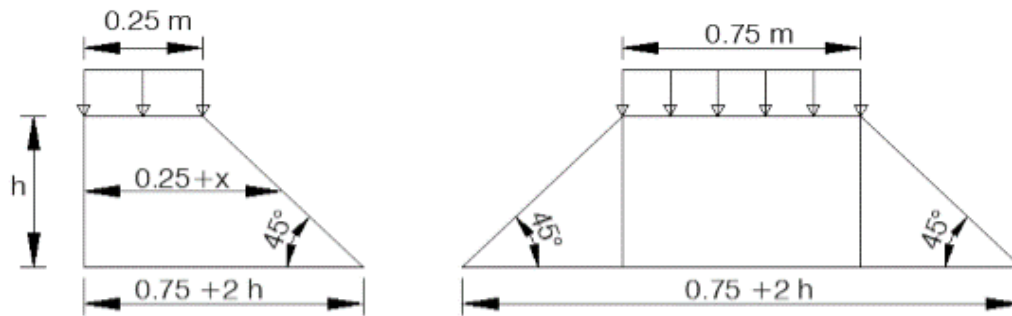


Figure XII. 5: Poussée de la charge Bc locale située en arrière-mur

La formule du moment d'encastrement à la base du mur est :

$$M_t = \frac{12.K}{0,75 + 2H} \int_0^H \frac{H-x}{0,25+x} dx$$

Avec : $K = K_a \times \gamma \times b_c$;

$b_c = 1.2$ coefficient de pondération de système Bc (max) ;

γ : Coefficient de pondération $\begin{cases} \gamma = 1.6 \text{ à } L'ELU \\ \gamma = 1.2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$;

$\delta = 1.072$, Coefficient de majoration dynamique.

$h = 2\text{m}$, hauteur du mur garde-grève.

Tableau XII. 16: Rapport (M_P/K) pour différentes valeurs de h [Guide SETRA PP73 1.3.2]

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_P/k (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Application numérique :

On a $h=2m$, alors : $\frac{M_p}{K} = 7.45t.m/ml$

$$\begin{cases} K_u = 0.68 \rightarrow \text{à } L'ELU \\ K_s = 0.51 \rightarrow \text{à } L'ELS \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{pu} = 50.60KN.m \rightarrow \text{à } L'ELU \\ M_{ps} = 37.95KN.m \rightarrow \text{à } L'ELS \end{cases}$$

➤ Combinaison d'action :

Tableau XII. 17: Les sollicitations les plus défavorables sur le mur garde-grève.

ETAT	Combinaison	M(KN.m)
ELU	$1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$	151.65
ELS	$M_G + 1.2 \times M_Q$	113.64

➤ Ferrailage du mur garde-grève :

Le mur est considéré travailler à la flexion simple.

1/ Section d'acier : Par 'Robot Expert'. Les résultats se trouvent à l'ANNEXE F

$A_s = 20.9cm^2 \rightarrow$ Soit : 5HA25/ml ($A_s = 24.54cm^2$) / coté remblai, avec un espacement de : $e=20cm$

2/ Armature de constructions :

$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = 6.97cm^2 \rightarrow$ Soit : 5HA14/ml ($A_s = 7.70cm^2$) / coté tablier avec : $e=20cm$

3/ Armatures transversales

$A_{s2} = \frac{A_s}{4} = 5.23cm^2 \rightarrow$ Soit : 5HA12/ml ($A_s = 5.65cm^2$), avec : $e=20cm$

XII.5.4. Ferrailage de la dalle de transition :

D'après le règlement 'SETRA [dalle de transition des ponts-routes]', la dalle de transition est supposée simplement appuyée d'un côté sur la culée et de l'autre sur le sol.

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

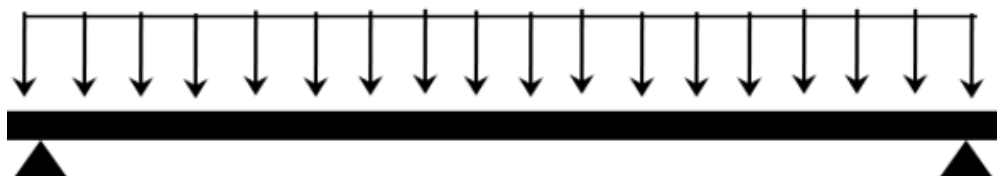


Figure XII. 6 : Schéma statique de la dalle de transition

Tableau XII. 18: Les efforts agissant sur la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	23.4375	18.75
Revêtement	2.64	8.25	6.6
Remblai	15.66	48.9375	39.15
Surcharges	10	31.25	25

➤ Les combinaisons de charge :

Tableau XII. 19: Les sollicitations les plus défavorables sur la dalle de transition

ETAT	Combinaison	M	V
ELU	$1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$	158.84	127.08
ELS	$M_G + 1.2 \times M_Q$	118.13	94.50

➤ Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple, par « ROBOT EXPERT », les résultats de calcul se trouvent en ANNEXE E.

1/ Section d'acier :

$A_s = 21.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 7HA20/ml ($A_s = 21.99 \text{ cm}^2$), avec $e = 15 \text{ cm}$

2/ Armature de constructions :

$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = 7.27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 7HA14/ml ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2$), avec $e = 15 \text{ cm}$

3/ Armatures transversales :

$A_{s2} = \frac{A_s}{4} = 5.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 7HA12/ml ($A_s = 7.92 \text{ cm}^2$), avec $e = 15 \text{ cm}$

XII.5.5. Ferrailage de corbeau :

Le corbeau joue un rôle d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à sa réaction.

➤ Evaluation des efforts :

- Réaction due au poids des charges permanentes :

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

$$R_{\text{remblai}} = \frac{ql}{2}$$

Tel que : $L = 5 \text{ m}$: longueur de la dalle de transition ;

$Q = 25.80 \text{ KN/ml}$: charges permanentes de la DDT

Donc : $R_{\text{remblai}} = 64.50 \text{ KN/ml}$

-Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{surchage} = \frac{ql}{2}$$

Avec : $q=10\text{KN/ml}$: Surcharges de remblai

Donc : $R_{surchage} = 25\text{KN/ml}$

-Combinaisons d'action :

Tableau XII. 20:Les sollicitations les plus défavorables sur Le corbeau

ETAT	Combinaison	N(KN/ml)
ELU	$1.35 \times R_{remblais} + 1.6 \times R_{surchage}$	127.08
ELS	$R_{remblais} + 1.2 \times R_{surchage}$	94.50

- Ferrailage :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Le ferrailage se fait par « ROBOT EXPERT », les résultats de calcul se trouvent en ANNEXE E

1/Section d'acier :

$A_s = 10.4\text{cm}^2$ → Soit 5HA20/ml ($A_s=15.71\text{cm}^2$), avec : $e=20\text{cm}$

2/Armature de constructions

$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = 3.47\text{cm}^2$ → Soit 5HA10/ml ($A_s=3.93\text{cm}^2$), avec : $e=20\text{cm}$

XII.5.6. Ferrailage du mur en retour :

Le mur en retour a pour fonction de soutenir les terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur, y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.

Les charges et surcharges seront disposées de façon à obtenir des sollicitations maximales dans les différentes sections. Le calcul des sollicitations est effectué par le logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2021 ».

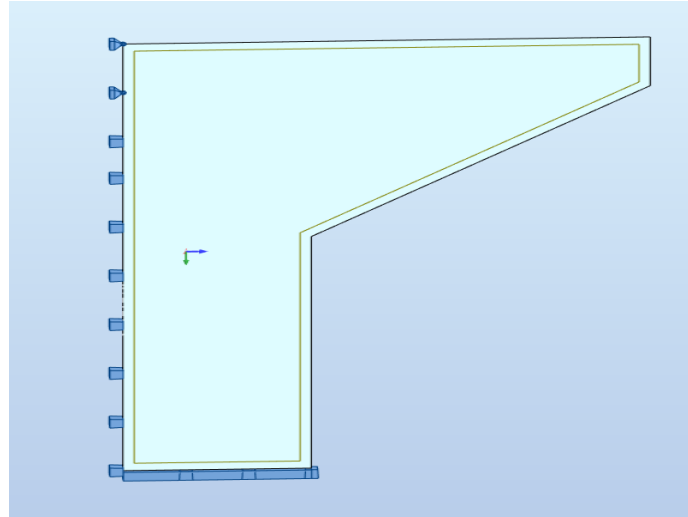


Figure XII. 7: Vue en 3D du mur en retour

On d'intéresse dans le calcul sur 2 combinaisons à L'ELS : $\begin{cases} G + 1.2Q \\ G + ST \end{cases}$

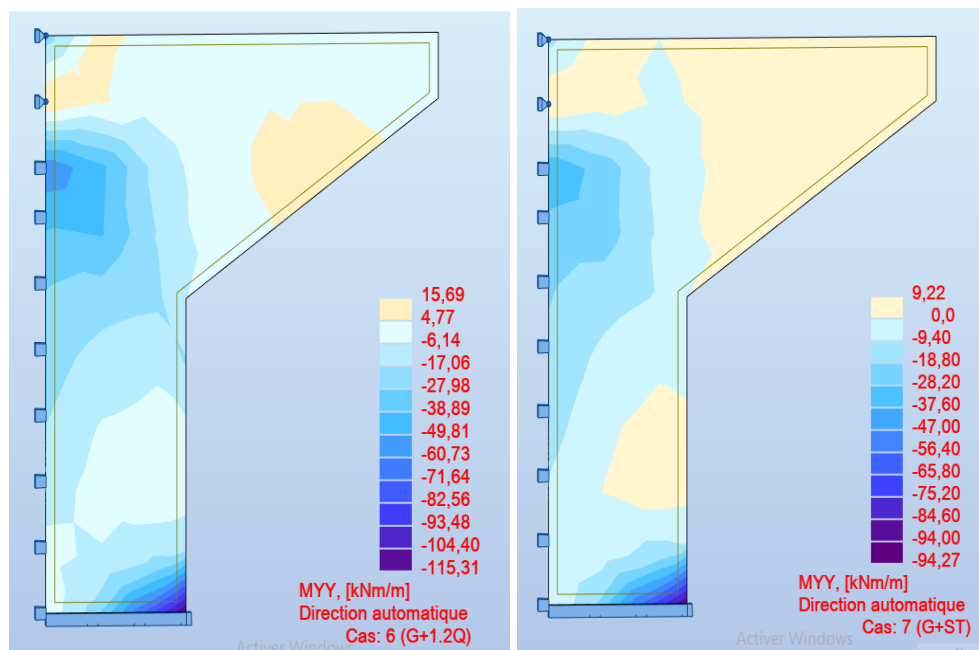


Figure XII. 8: Moment Myy sur le mur en retour avec le logiciel Robot

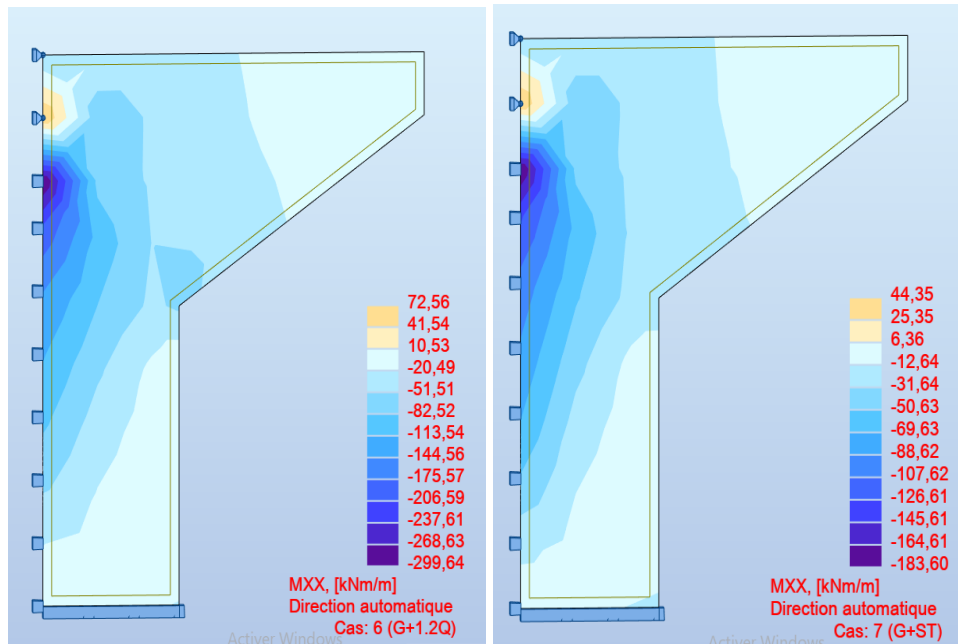


Figure XII. 9: Moment Mxx sur le mur en retour avec le logiciel Robot

Moment vertical : pour les armature verticales

Les cas le plus défavorable est par la combinaison :

$$G + 1.2Q \rightarrow M_{yy} = 82.56 \text{ KN.m}$$

Moment horizontale : pour les armature horizontales

Les cas le plus défavorable est par la combinaison :

$$G + 1.2Q \rightarrow M_{xx} = 175.57 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur en retour :

« Robot Expert » réalise le ferraillage du mur dans les deux directions en prenant en compte une section rectangulaire (1 x 0,4) m² en flexion simple dans le cas le plus défavorable.

-Ferraillage horizontale (coté XX) :

1/Section d'acier : (avec Robot expert)

$$A_s = 22.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : } 5\text{HA}25/\text{ml} (A_s = 24.54 \text{ cm}^2) / \text{coté remblai, avec un espacement } e = 20 \text{ cm ;}$$

2/Armature de constructions

$$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = 7.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : } 5\text{HA}14/\text{ml} (A_s = 7.70 \text{ cm}^2) / \text{coté tablier, avec } e = 15 \text{ cm.}$$

-Ferraillage Verticale (Coté YY) :

1/Section d'acier : (avec Robot Expert)

$A_s = 10.3 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 5HA20/ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$;

2/Armature de constructions

$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = 3.43 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 5HA12/ml ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) / coté tablier, avec $e = 20 \text{ cm}$.

XII.5. ETUDE DE LA FONDATION :

XII.5.1. Etude et ferrailage de la semelle :

XII.5.1.1. Caractéristique de la semelle :

Longueur : $L = 15,00 \text{ m}$

Largeur : $B = 6,00 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 1,90 \text{ m}$

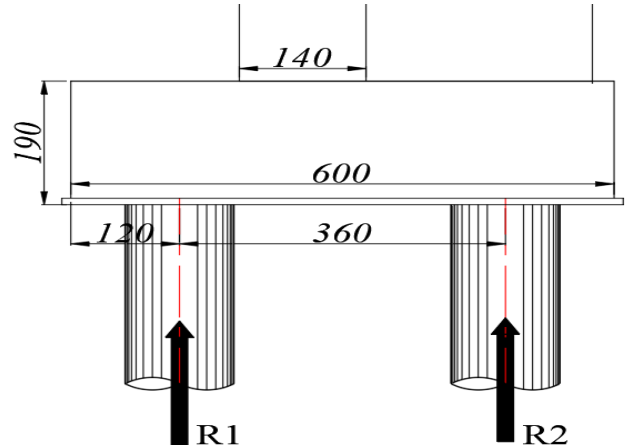


Figure XII. 10:Schéma de la semelle sur culée

XII.5.1.2. Les efforts agissant sur la semelle sous culée :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau XII. 21:Sollicitation max des combinaisons de charges à la base de la semelle.

ETAT	N(KN)	H(KN)	M(KN)
ELU	28484.83	7006.22	24977.64
ELS	21117.40	5194.19	21023.36
ELA	16786.95	9954.23	39696.40

XII.5.1.3. Détermination de nombre de pieux :

Il est prévu de construire des pieux de 1,2 m de diamètre.

Les capacités portantes sont données à partir de l'essai pressiométrique pour une hauteur de 42 m (rapport géotechnique). [ANNEXE A].

Tableau XII. 22: Les charges admissibles des pieux

ETAT	Q_{pmax} (MN)	Q_{pmin} (MN)
ELU	5.26	-3.89
ELS	4.33	-2.72
ELA	6.13	-4.19

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieux et donnée par la formule :

$$n_p \geq \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{\text{Effort normal maximal a L'ELS}}{\text{Capacité portante de pieu a L'ELS}}$$

$$n_p \geq \frac{21117.4}{4330} = 4.88 \rightarrow \text{Nous choisissons 8 pieux de 42 mètres de long.}$$

Donc, on a 2 fils de 4 pieux avec un entraxe de 3.6mètre.

XII.5.1.4. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Tel que : n : nombre de pieux ;

N : effort normale vertical correspond ;

M : moment correspond ;

x : distance entre les pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Les résultats des combinaisons seront résumés au tableau XII.23, tandis que les calculs détaillés seront disponibles dans l'ANNEXE. D

Tableau XII. 23: Effort max revenant à chaque pieu et vérification de résistance

ETAT	N_{max} (KN)	Q_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_{min} (KN)
ELU	5249.73	5260	1781.68	-3890
ELS	4066.43	4330	1146.70	-2720
ELA	4715.36	6130	-864.49	-4190
VERIFICATION	$N_{max} < Q_{max} \rightarrow \text{condition vérifié}$		$N_{min} > Q_{min} \rightarrow \text{condition vérifié}$	

Tel que : **La vérification de poinçonnement** : $N_{max} < Q_{max}$

La vérification de soulèvement : $N_{min} > Q_{min}$

XII.5.1.5. Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, telle que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

Avec : $h=H-d'=1.9-0.1=1.8m$: épaisseur de la semelle

$L=3.6m$: entraxe entre les pieux

$b=1.4m$: Epaisseur du mur frontal

On a : $\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$

Alors : $\alpha = \arctan \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = 51.17^\circ \rightarrow 45^\circ \leq \alpha = 51.17^\circ \leq 55^\circ \rightarrow \text{vérifié}$

$h = 1.8m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.45m \rightarrow \text{vérifié}$

La vérification de ces deux conditions confirme l'application de la méthode des bielles.

Selon le document « SETRA », la formule suivante permet de calculer la section d'armature transversale inférieure : $A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$

-Condition normale à L'ELS :

$N_{max} = 4.07MN$

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}fe = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33MPa$

$\rightarrow A_s = 98.26cm^2$

-Condition sismique à L'ELA :

$N_{max} = 4.7MN$

$\bar{\sigma}_a = fe = 500MPa$

$\rightarrow A_s = 75.72cm^2$

Donc la condition la plus la plus défavorable c'est la condition à L'ELS : $A_s = 98.26cm^2$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 180 + 120 = 300\text{cm}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{98.26}{3} = 32.75\text{cm}^2/\text{ml}$$

-Vérification selon la condition sismique :

Selon l'article « 7.6.1.2 » de « RPOA », le pourcentage minimum des armatures est :

$$0.15\% \leq \rho_g \leq 1.5\% \rightarrow \text{en zone I et IIa}$$

$$A_{s\min} = 0.15\% \times 1.8 \times 1 = 27\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\max} = 1.5\% \times 1.8 \times 1 = 270\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 32.75\text{cm}^2/\text{ml} \geq A_{s\min} = 27\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on travailla par } A_s = 30.41\text{cm}^2/\text{ml}$$

-Choix d'armature :

1/Armatures transversales inferieur :

$$A_s^{\text{transup}} = 32.75\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend :5HA32, avec un espacement : e=20cm}$$

2/ Armatures longitudinales inferieur :

$$A_s^{\text{longsup}} = \frac{A_s^{\text{transup}}}{3} = 10.918\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit :5HA20, avec e=20cm}$$

3/ Armatures transversales supérieure :

$$A_s^{\text{tran inf}} = \frac{A_s^{\text{transup}}}{3} = 10.918\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit :5HA20, avec e=20cm}$$

4/ Armatures longitudinales supérieure :

$$A_s^{\text{long inf}} = \frac{A_s^{\text{transup}}}{3} = 10.918\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit :5HA20, avec e=20cm}$$

5/ Armatures latérales :

$$A_s^{\text{latérale}} = \frac{A_s^{\text{transup}}}{10} = 3.275\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit : 3HA14, avec e=32cm}$$

XII.5.2. Etude et ferrailage des pieux :

XII.5.2.1. Action sur les pieux :

Le calcul des pieux sera fait en utilisant la méthode de WARNER qui nous a permet de calculer les moments sous l'effet de $\bar{P}$ et $\bar{M}$ sachant que :

$\bar{P}$: la force horizontale en tête du pieu.

$\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$: moment en tête du pieu.

Avec :

$x_{\theta P}, x_{\theta M}$: Coefficients tirés à partir des abaques de WARNER.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu \times b}{4EI}}$: C'est le coefficient d'amortissement $= 1/\alpha$.

α : longueur élastique du pieu.

b : diamètre de pieu (1,2 m).

I : inertie du pieu, $I = \frac{\pi}{64} b^4 = 0.101 m^4$

E : module d'élasticité instantanée du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 MPa$

Cu : module de réaction du sol ($Cu = 30 MN/m^3$)

L : longueur d'un pieu $L = 42$ m

D'où : $\lambda = 0.228$

$\lambda.L = 9.5$

D'après l'abaque on a : $x_{\theta P} = 1.45, x_{\theta M} = 1.65$ (On prend $\lambda.L = 6$)

Et d'après les calculs précédents ; l'effort H en tête du pieu est égale à H/n avec : $n = 8$ pieux.

Ainsi, le tableau ci-dessous résume les moments fléchissants, les efforts tranchants et les efforts normaux qui se produisent en tête des pieux.

Tableau XII. 24: les efforts en tête des pieux

ETAT	M (KN.m)	H(KN)	Ncor (KN)
ELU	3349.62533	868.888348	1871.48
ELS	2483.77947	644.289084	1212.92
ELA	4783.54	1240.84	-796.93

Le pieu est ferrailé en flexion composée.

Ainsi, il est nécessaire de calculer une section circulaire en flexion en utilisant le « ROBOT EXPERT ».

On trouve : $A_s = 290.7 cm^2$

-Vérification selon la condition sismique :

Selon l'article « 7.6.2.2 » de « RPOA », le pourcentage minimum des armatures d'un pieu est 0.5% et le pourcentage est 3% :

$$0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$$

$$A_{smin} = 0.5\% \times \frac{\pi \times 1.2^2}{64} = 56.55cm^2$$

$$A_{smax} = 3\% \times \frac{\pi \times 1.2^2}{64} = 339.29cm^2$$

$A_s = 290.7cm^2 \geq A_{smin} = 56.55cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée, donc on travaille par $A_s = 290.7cm^2$

-Choix d'armature :

1/ Armature longitudinale :

$A_s = 290.7cm^2 \rightarrow$ Soit : 37HA32 avec un espacement : $e = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2\pi \times 1.2}{37} = 0.2m = 20cm$

2/ Armature transversales :

On prend des cerces de HA14 avec un espacement de 15cm en zone critique et 30 en zone courant.

NB : le calcul de ferrailage par robot expert se trouve en Annexe E.

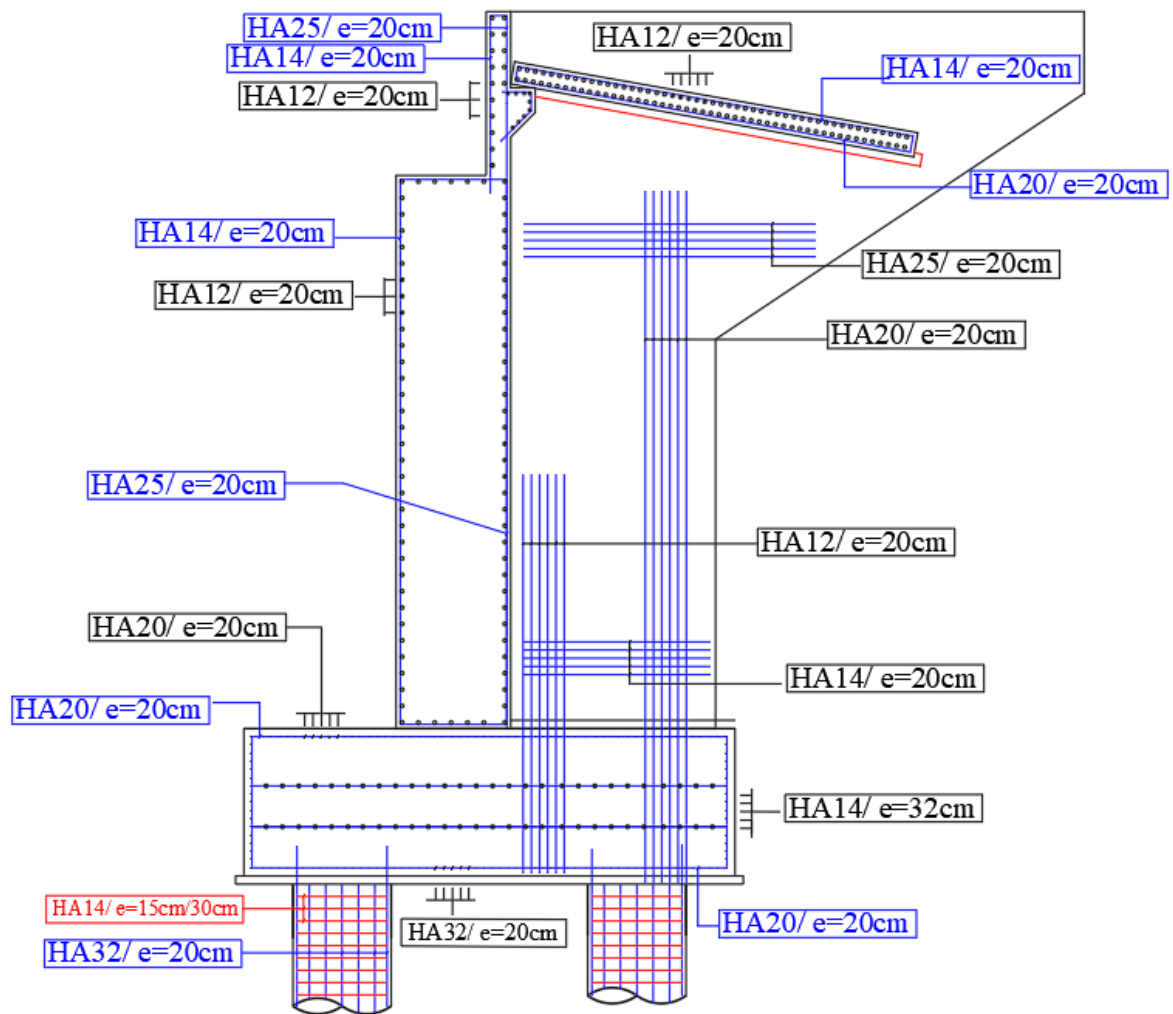
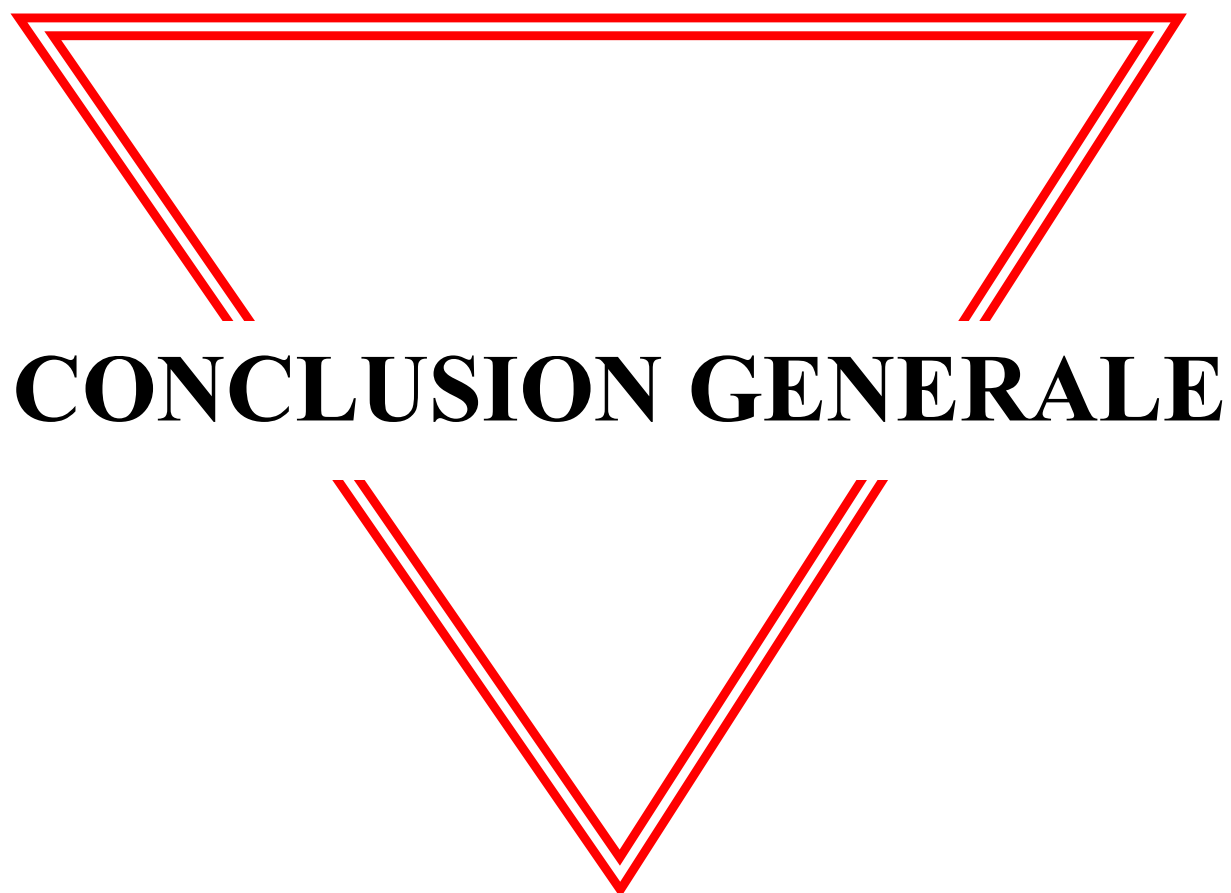


Figure XII. 11.: Ferrailage des éléments de la culées

XII.6. CONCLUSION :

La culée a été vérifiée pour leur dimensionnement et leur ferrailage, ce qui confirme sa capacité à supporter les charges et à résister aux contraintes prévues



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons fait, est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application une partie de nos connaissances théoriques acquises pendant les années du cursus universitaire passées à l'École nationale supérieure des travaux publics.

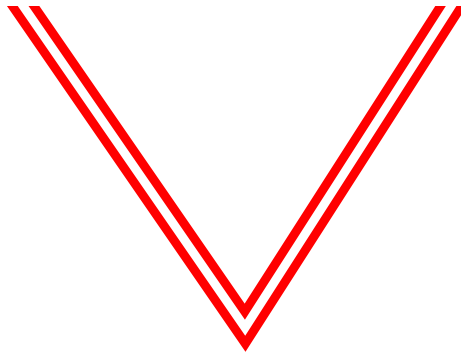
Nous avons abouti dans ce mémoire les principales phases de l'étude de l'ouvrage d'art, on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

Dans ce mémoire, nous avons fait l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement, sur l'analyse multicritères effectuée, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement, on a adopté pour le pont à poutres en béton précontraint par post tension. Le pré dimensionnement des éléments du tablier est basé sur le document (S.E.T.R.A), son étude a été faite par la méthode numérique (Robot Autodesk 2021), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple. Nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevrete et 3 fut, et une culée remblayée constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui.

Enfin, espérant que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.



REFERENCES



REFERENCES

BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par adhérence PRAD, France, SETRA, Septembre 1996

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

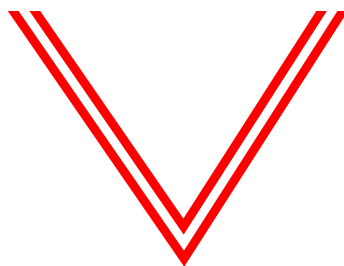
RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.



ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS

GEOTECHNIQUE



COUPE DE SONDAGE ET DE PUITS

Chantier: PK15+527.5 PI Sondage N°:S02

Date : 09/05/2007

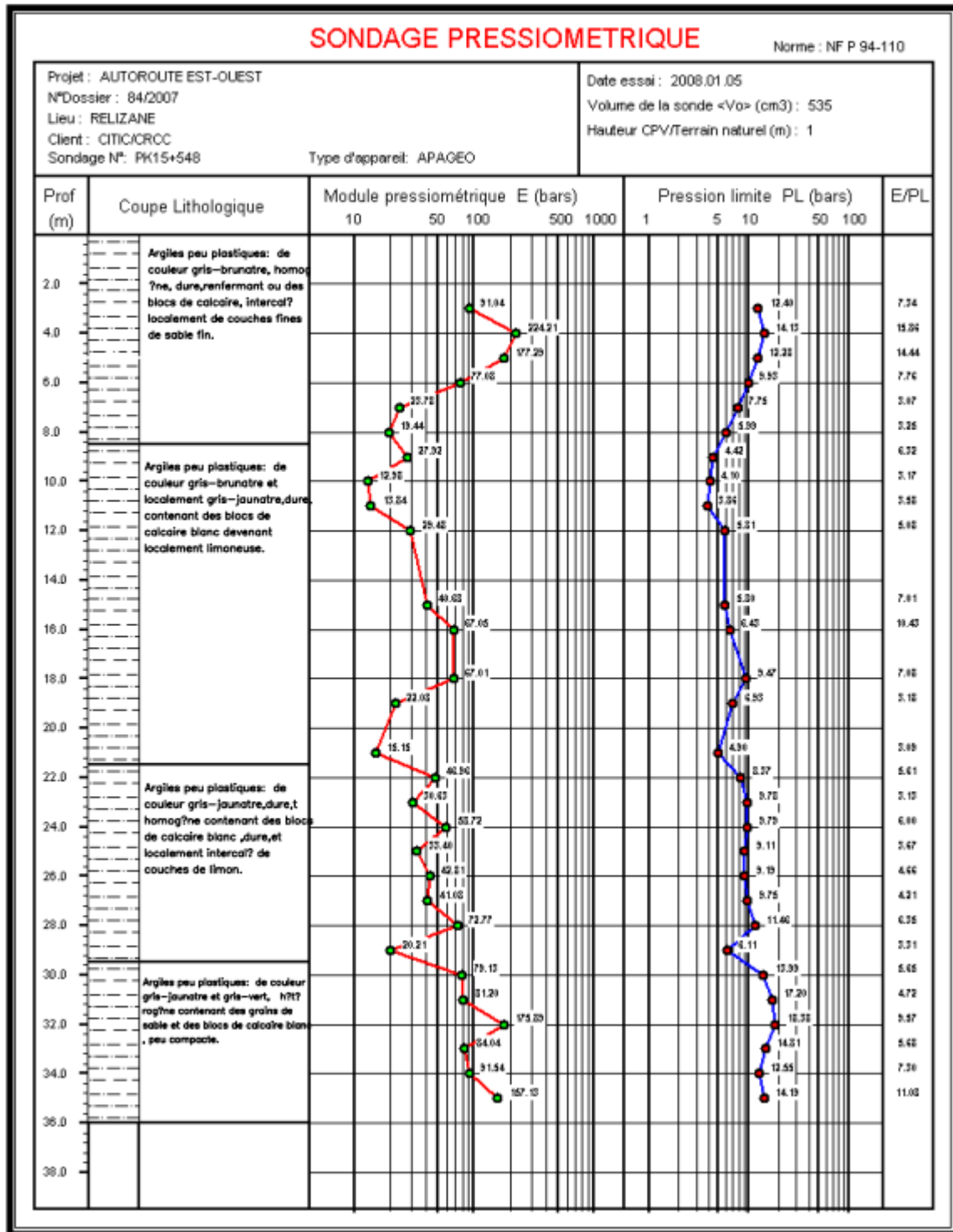
Couc	Couc	Prof	Ep.	Cote	Coupe	Description des sols	SPD	Echan	Rec
N°	Sym.	(m)	(m)	(m)	Ech.		N°/prof	N°	%
					1:150		SPT		
							N°/prof		
Station: PK15+523.00 Niveau de l'eau : 27.64m Niveau de l'eau : 27.64m									
①	TV	0.50	0.50	36.14	2	La terre végétale, constituée de sol argileux, de couleur gris-brunâtre, lâche et légèrement humide avec des racines végétale.			
②	Ap	5.00	4.50	31.64		Argiles peu plastiques: de couleur gris-brunâtre, homogène, très dure, renfermant ou des blocs de calcaire, intercalé localement de couches fines de sable fin.			1
③	Ap	15.50	10.50	21.14		Argiles peu plastiques: de couleur gris-brunâtre et localement gris-jaunâtre, dure, contenant des blocs de calcaire blanc devenant localement limoneuse.			2
④	Ap	22.50	7.00	14.14		Argiles peu plastiques: de couleur gris-jaunâtre, très dure, homogène contenant des blocs de calcaire blanc, dure, et localement intercalé de couches de limon très molles.			3
⑤	Ap					Argiles peu plastiques: de couleur gris-jaunâtre et gris-vert, hétérogène contenant des grains de sable et des blocs de calcaire blanc, peu compacte.			4
									5

Chantier: PK15+527.5 PI Sondage N°:S02

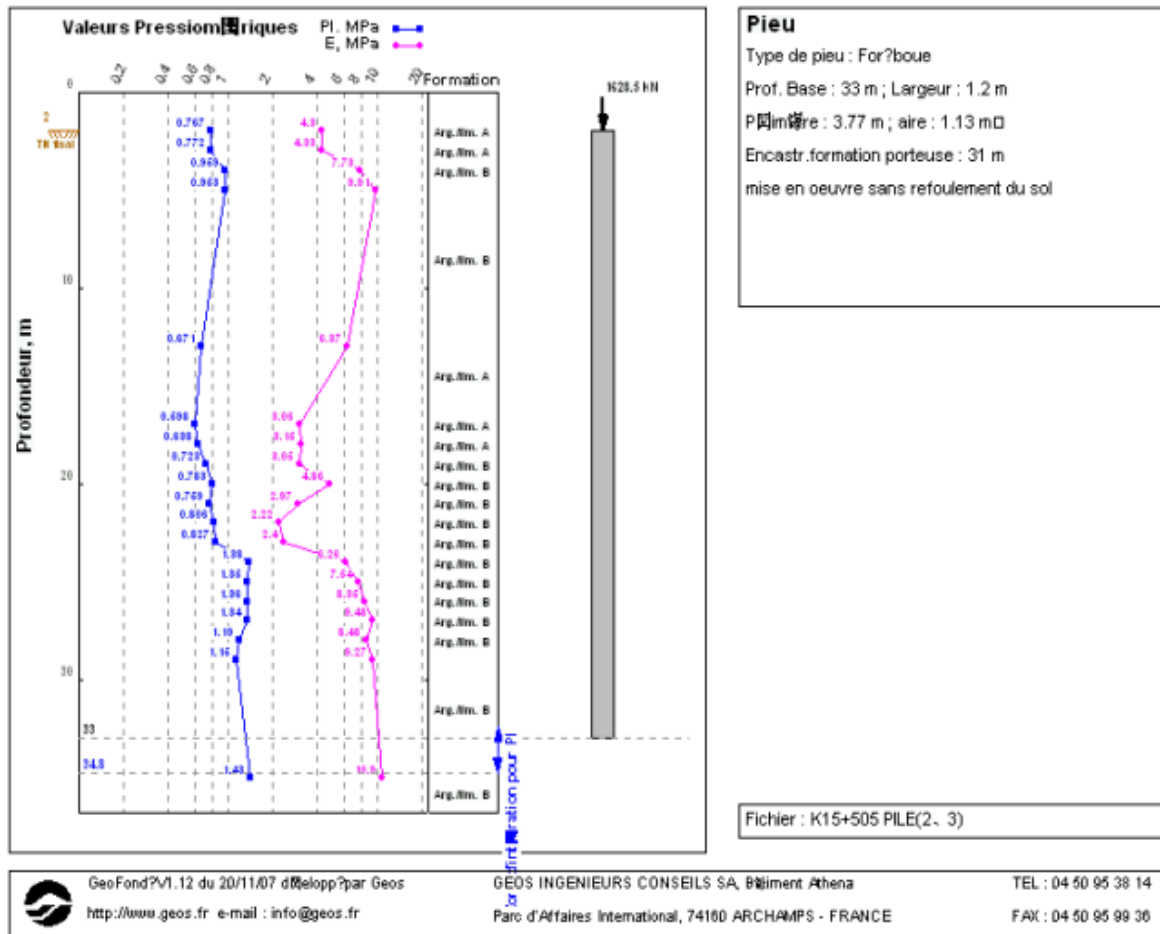
Date : 09/05/2007

Couc	Couc	Prof	Ep.	Cote	Coupe	Description des sols	SPD	Echan	Rec
N°	Sym.	(m)	(m)	(m)	Ech.		N°/prof	N°	%
					1:150		SPT		
							N°/prof		
Station: PK15+523.00 Niveau de l'eau : 27.64m									
⑤	Ap	35.30	12.80	1.34					4

Exemple d'un essai pressiométrique



Résultat de calcul de la longueur des pieux de la pile axe 2 et 3



Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$r_p = 1$

$r_s = 1$

$Q_{su} = 3.84$ MN

$P_{le} = 1.37$ MPa

$k_p = 1.2$

$q_u = 1.64$ MPa

$Q_{pu} = 1.85$ MN

$Q_c = 3.61$ MN

$Q_u = 5.69$ MN

$Q_{tc} = 2.69$ MN

$Q_{tu} = 3.84$ MN

Ann. C.2.5

Art. E.2.2

Ann. C.3.2

Ann. C.3.2

Ann. C.2.6

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

$Q_{max}(ELU \text{ Fondamental}) = 4.06$ MN > 3.0944 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{max}(ELU \text{ Accidental}) = 4.74$ MN > 4.0801 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{max}(ELU \text{ Rare}) = 3.28$ MN > 2.2985 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{max}(ELU \text{ Quasi Permanent}) = 2.58$ MN > 1.6285 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{min}(ELU \text{ Fondamental}) = -2.74$ MN < 0 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{min}(ELU \text{ Accidental}) = -2.95$ MN < 0 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{min}(ELU \text{ Rare}) = -1.92$ MN < 0 MN : Cond. v?rifi?e

$Q_{min}(ELU \text{ Quasi Permanent}) = 0$ MN < 0 MN : Cond. v?rifi?e

Résultats de calcul : Tassement

$s_b = 1.44$ MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

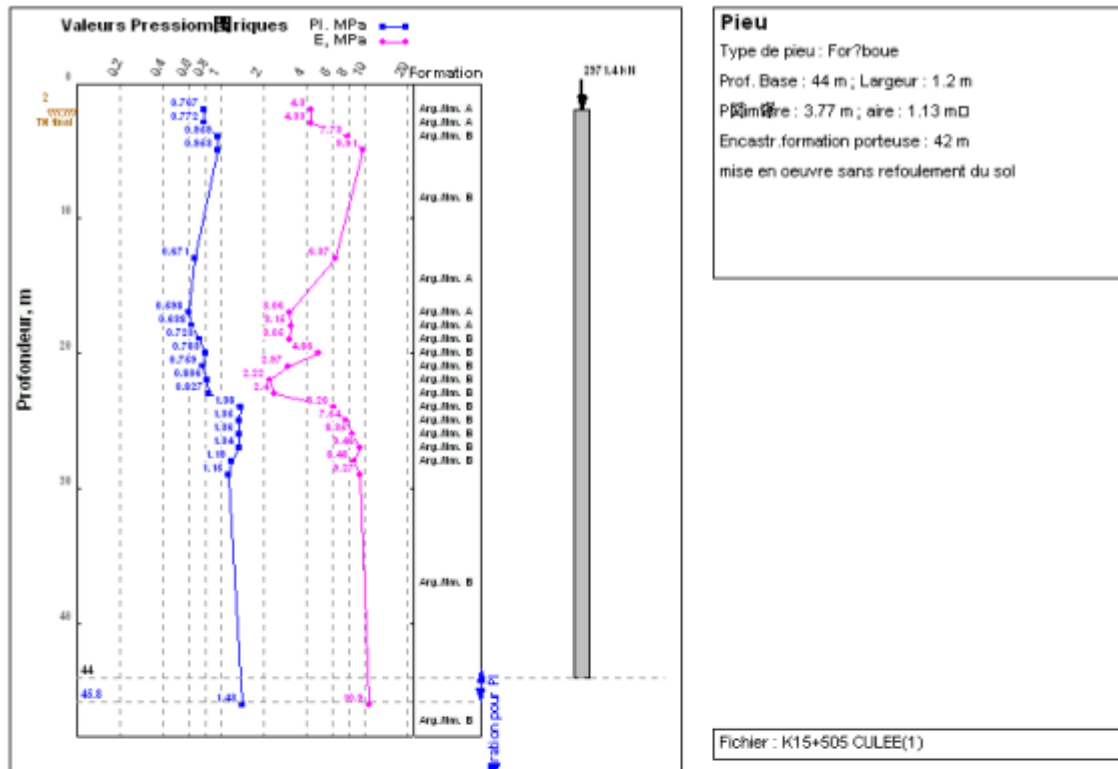
$q(33) = 1.64e+003$ kPa

$q_p(33) = 20.6$ kPa

$q_u(33) = 23.3$ kN

$D = 4.51$ mm

Résultat de calcul de la longueur des pieux de la culée axe 1



GeoFond V1.12 du 20/11/07 développé par Geos
http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS SA, 9^{ème} étage Athena
Parc d'Affaires International, 74100 ARCHAMPS - FRANCE

TEL : 04 50 95 38 14
FAX : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

rp = 1

rs = 1

Qsu = 5.45 MN

Ple = 1.41 MPa

kp = 1.2

qu = 1.69 MPa

Qpu = 1.91 MN

Qc = 4.77 MN

Qu = 7.36 MN

Qtc = 3.81 MN

Qtu = 5.45 MN

Ann. C.2.5

Art. E.2.2

Ann. C.3.2

Ann. C.3.2

Ann. C.2.6

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Qmax(ELU Fondamental) = 5.26 MN > 4.7178 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELU Accidentel) = 6.13 MN > 5.3731 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Rare) = 4.33 MN > 3.4947 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Quasi Permanent) = 3.41 MN > 2.9714 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Fondamental) = -3.89 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Accidentel) = -4.19 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Rare) = -2.72 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Résultats de calcul : Tassement

sb = 2.63 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

q(44) = 1.69e+003 kPa

qp(44) = 12 kPa

qu(44) = 13.6 kN

D = 10.9 mm

10/04/2008 15:37 CULEE - PHDY 155,055

Zhang.X.W

FIGURE



ANNEXE B
GUYON MASSONET



Tableau B.1 : K_0 pour $\theta = 1$

$\theta = 1$	Alfa=0=> K_0								
e Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.6044	0.1715	1.008	1.8775	2.3663	1.8775	1.008	0.1715	-0.6044
b/4	-0.5391	-0.1183	0.3824	1.0658	1.8775	2.3492	1.8265	0.8567	-0.1726
b/2	-0.3161	-0.1774	0.0184	0.3824	1.008	1.8265	2.3729	2.0116	1.294
3b/4	-0.0796	-0.1402	-0.1774	-0.1183	0.1715	0.8567	2.0116	3.3546	4.3335
b	0.146	-0.0796	-0.3161	-0.5391	-0.6044	-0.1726	1.294	4.3335	8.8915

Tableau B.2 : K_1 pour $\theta = 1$

$\theta = 1$	Alfa=1=> K_1								
e Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4688	0.6482	0.941	1.3499	1.632	1.3499	0.941	0.6482	0.4688
b/4	0.2506	0.3656	0.5652	0.8985	1.3499	1.6781	1.4523	1.1105	0.8667
b/2	0.1363	0.207	0.3342	0.5652	0.941	1.4523	1.8696	1.7679	1.5557
3b/4	0.0789	0.1239	0.207	0.3656	0.6482	1.1105	1.7679	2.4213	2.6605
b	0.0484	0.0789	0.1363	0.2506	0.4688	0.8667	1.5557	2.6605	4.1892

Tableau B.3 : K_0 pour $\theta = 1.1$

$\theta = 1.1$	Alfa=0=> K_0								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.6652	0.088	0.9531	1.9518	2.5621	1.9518	0.9531	0.088	-0.6652
b/4	-0.477	-0.1515	0.2842	0.9925	1.9518	2.5643	1.918	0.7675	-0.4129
b/2	-0.2209	-0.1626	-0.0403	0.2842	0.9531	1.918	2.5717	2.0089	0.9824
3b/4	-0.0097	-0.0936	-0.1626	-0.1515	0.088	0.7675	2.0089	3.4539	4.3474
b	0.1709	-0.0097	-0.2209	-0.477	-0.6652	-0.4129	0.9824	4.3474	9.778

Tableau B.4 : K_1 pour $\theta = 1$

$\theta = 1.1$	Alfa=1=> K_1								
$\gamma \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3985	0.5848	0.9142	1.4075	1.7691	1.4075	0.9142	0.5848	0.3985

b/4	0.1969	0.3055	0.5103	0.8771	1.4075	1.8005	1.5003	1.074	0.7031
b/2	0.0985	0.1593	0.2783	0.5103	0.9142	1.5003	1.9915	1.8145	1.5263
3b/4	0.0527	0.0882	0.1593	0.3055	0.5848	1.074	1.8145	2.5695	2.7813
b	0.0303	0.0527	0.0985	0.1969	0.3985	0.7931	1.5263	2.7813	4.6078

Formule d'interpolation :

Pour K_0 pour $\theta = 1.055$: $K_0 = \frac{1.055-1}{1.1-1} (K_{0.1.1} - K_{0.1}) + K_{0.1}$

Pour K_1 pour $\theta = 1.055$: $K_1 = \frac{1.055-1}{1.1-1} (K_{1.1.1} - K_{1.1}) + K_{1.1}$

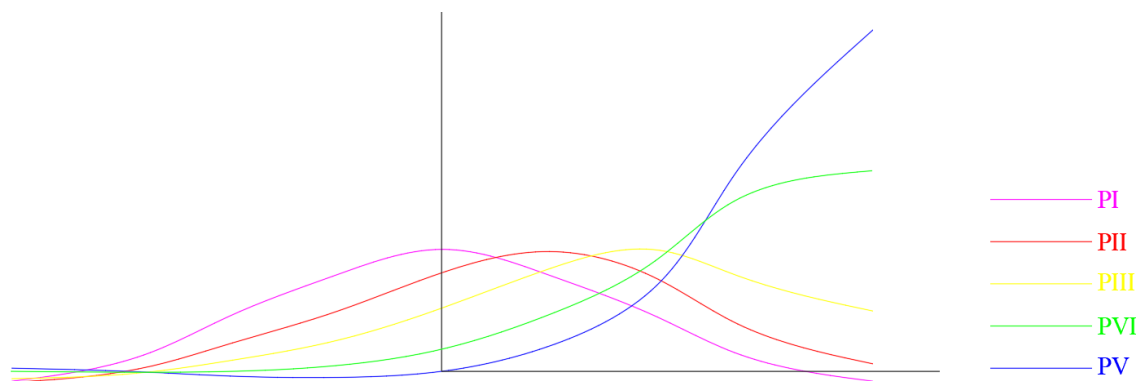


Figure B.1. :Graphe de K_α de pour les poutres

Calcul de K_{amoy} Pour chaque cas de charge et chaque poutre

Calcul de K_{amoy} Pour A(l) : $K_{amoy} = \frac{S}{Lc}$

Tableau B.5 : K_{amoy} pour A(l)

A(l) : 1 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	1.4712	3.0625	0.48039184
PII	3.1281	3.0625	1.02142041
PIII	5.3846	3.0625	1.75823673
PIV	8.1345	3.0625	2.65616327
PV	9.0788	3.0625	2.96450612

A(l) : 2 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	6.6632	6.125	1.08786939
PII	9.1778	6.125	1.49841633
PIII	10.6549	6.125	1.73957551
PIV	11.1277	6.125	1.81676735
PV	10.52772	6.125	1.71881143

A(l) : 3 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	12.2689	9.1875	1.33539
PII	12.9884	9.1875	1.413703
PIII	12.8492	9.1875	1.398552
PIV	11.7011	9.1875	1.273589
PV	10.7659	9.1875	1.171799

A(l) : 4 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	14.3859	12.25	1.174359184
PII	13.934	12.25	1.137469388
PIII	13.2401	12.25	1.08082449
PIV	11.7397	12.25	0.958342857
PV	10.9263	12.25	0.891942857

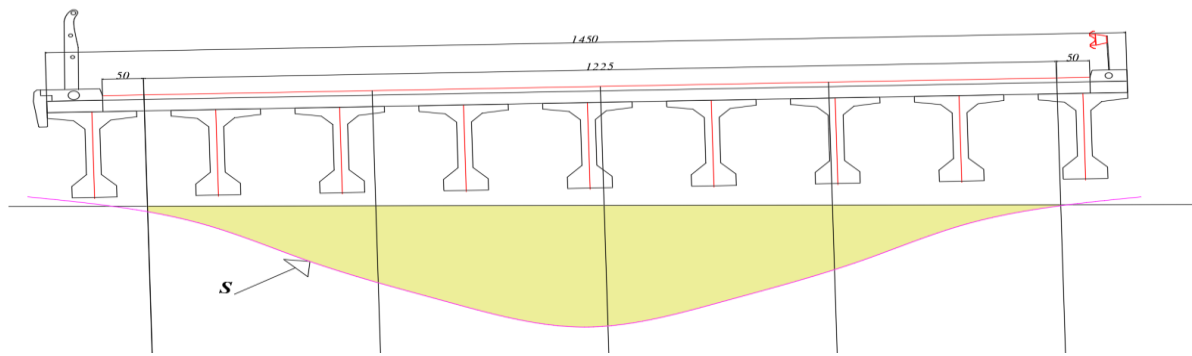


Figure B.2 : ligne d'influence de PI sous A(l)

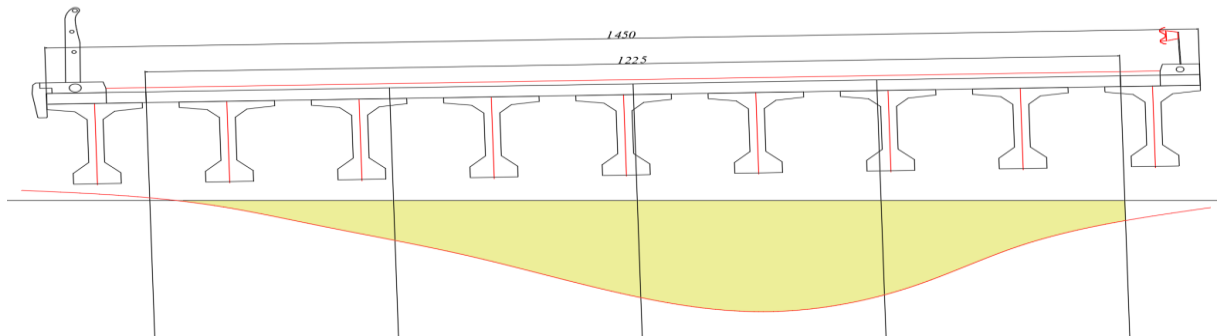


Figure B.3 : ligne d'influence de PII sous A(l)

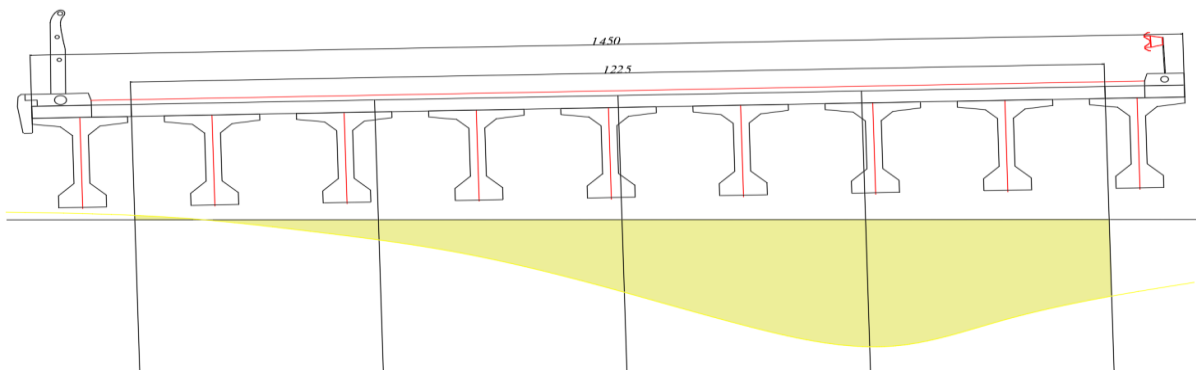


Figure B.4 : ligne d'influence de PIII sous A(l)

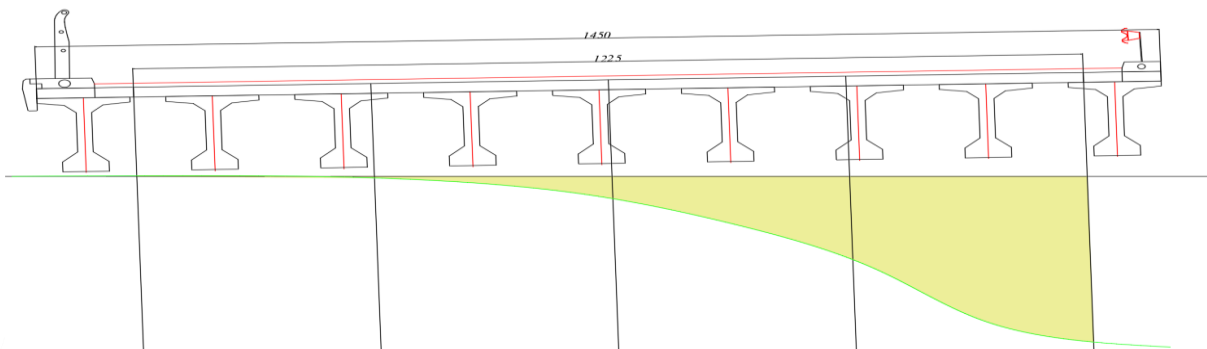


Figure B.5 : ligne d'influence de PIV sous A(l)

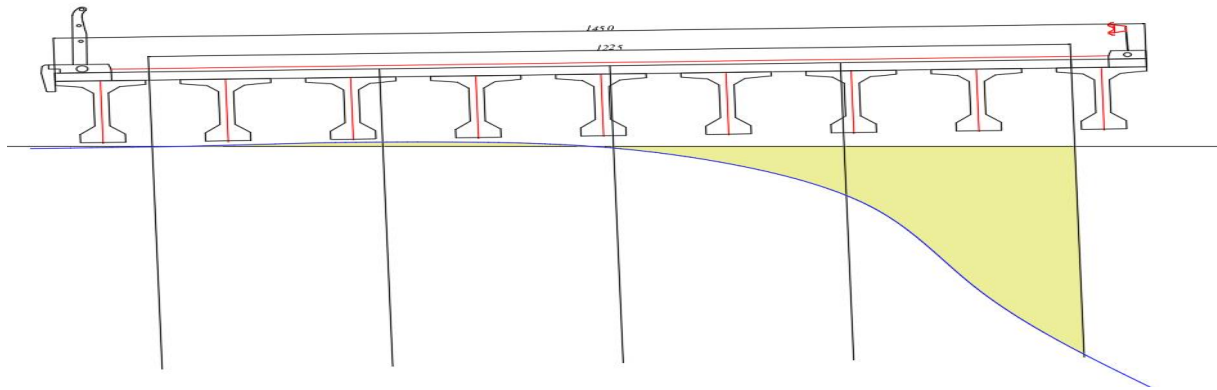


Figure B.6 : ligne d'influence de PV sous A(l)

Calcul de K_{amoy} Pour BC : $K_{amoy} = \frac{\sum K_i}{n}$

Tableau B.6 : K_{amoy} pour BC

Bc: 1voie chargé				Bc: 2voie chargé					
P	K1	K2	Kalpha moy	P	K1	K2	K3	K4	Kalphamoy
PI	0.0497	0.7748	0.41225	PI	0.0497	0.7748	1.0131	1.777	0.90365
PII	0.4463	1.3952	0.92075	PII	0.4463	1.3952	1.6615	2.0661	1.392275
PIII	1.3513	2.0248	1.68805	PIII	1.3513	2.0248	2.1134	1.6899	1.79485
PIV	3.2967	2.2132	2.75495	PIV	3.2967	2.2132	1.8389	0.8893	2.059525
PV	4.5744	1.9292	3.2518	PV	4.5744	1.9292	1.3959	0.3675	2.06675

Bc: 3voie chargé							
P	K1	K2	K3	K4	K5	K6	Kalphamoy
PI	0.0497	0.7748	1.0131	1.777	1.9442	1.995	1.25896667
PII	0.4463	1.3952	1.6615	2.0661	2.0045	1.3856	1.4932
PIII	1.3513	2.0248	2.1134	1.6899	1.5101	0.8048	1.58238333
PIV	3.2967	2.2132	1.8389	0.8893	0.7116	0.2176	1.52788333
PV	4.5744	1.9292	1.3959	0.3675	0.2236	-0.0746	1.40266667

Bc: 4voie chargé									
P	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	Kalphamoy
PI	0.0497	0.7748	1.0131	1.777	1.9442	1.995	1.8416	1.1091	1.3130625
PII	0.4463	1.3952	1.6615	2.0661	2.0045	1.3856	1.1985	0.5724	1.3412625
PIII	1.3513	2.0248	2.1134	1.6899	1.5101	0.8048	0.6568	0.2393	1.2988
PIV	3.2967	2.2132	1.8389	0.8893	0.7116	0.2176	0.1497	0.008	1.165625
PV	4.5744	1.9292	1.3959	0.3675	0.2236	-0.0746	-0.0956	-0.093	1.028425

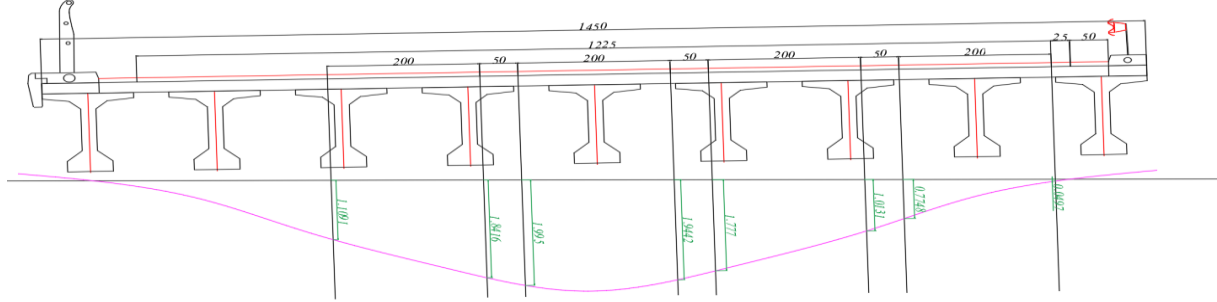


Figure B.7 : ligne d'influence de PI sous BC

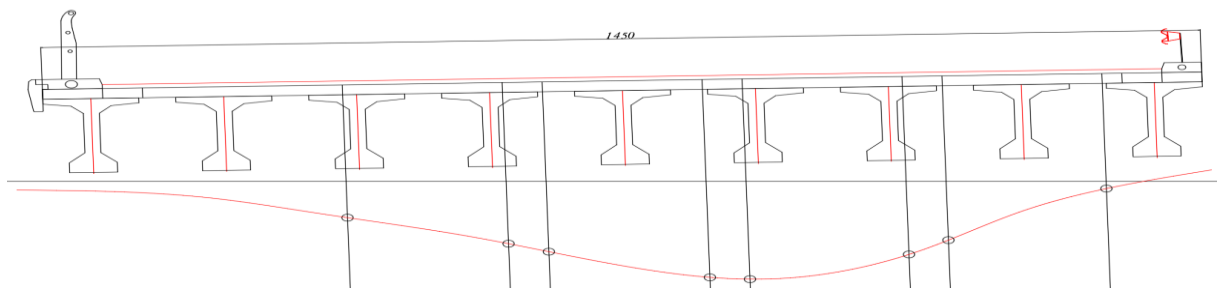


Figure B.8 : ligne d'influence de PII sous BC

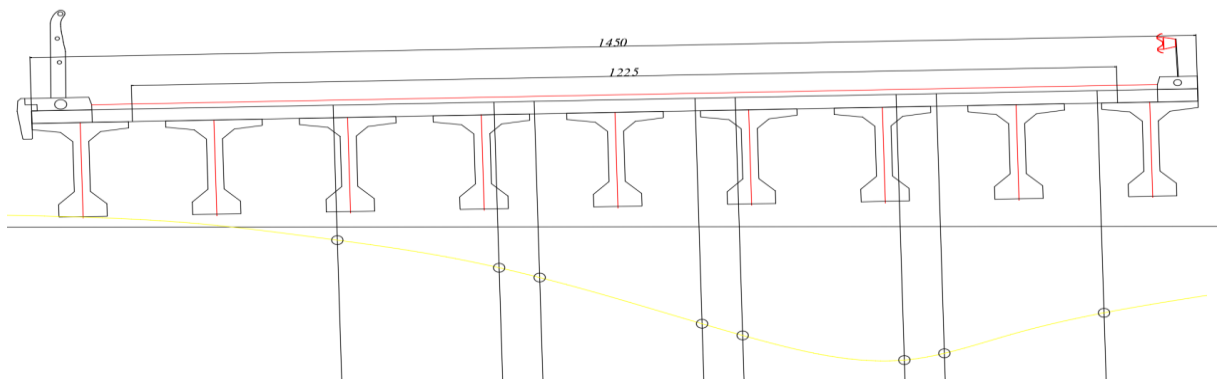


Figure B.9 : ligne d'influence de PIII sous BC

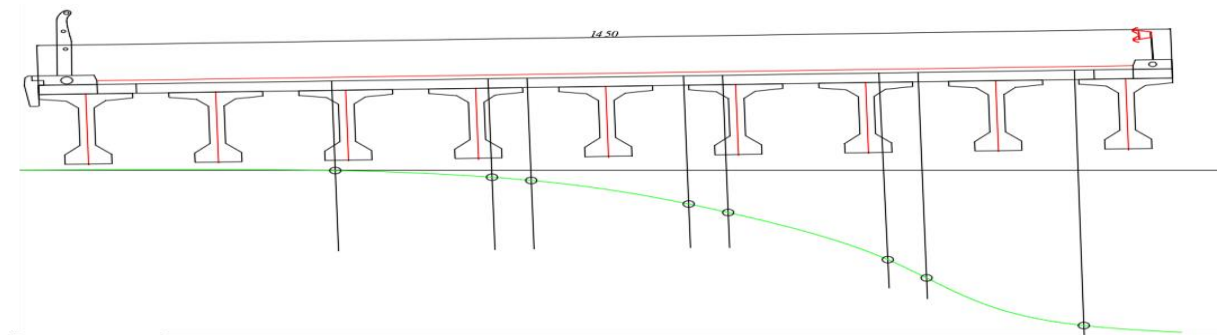


Figure B.10 : ligne d'influence de PIV sous BC

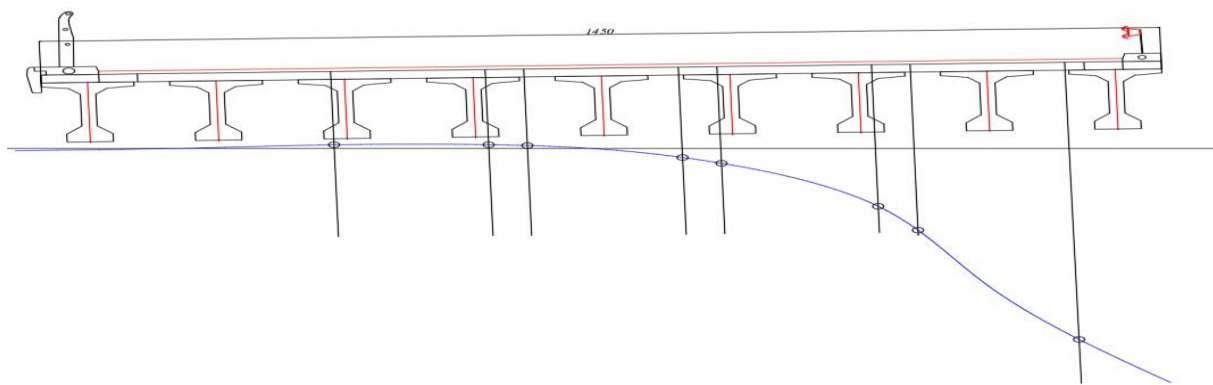


Figure B.11 : ligne d'influence de PV sous BC

Calcul de $K_{\alpha moy}$ Pour Mc120: $K_{\alpha moy} = \frac{S1+S2}{Lc}$

Tableau B.7 : $K_{\alpha moy}$ pour MC120

MC120			
P	S	LC	Kalpha moy
PI	3.5104	2	1.7552
PII	3.2088	2	1.6044
PIII	2.372	2	1.186
PIV	1.0859	2	0.54295
PV	0.5202	2	0.2601

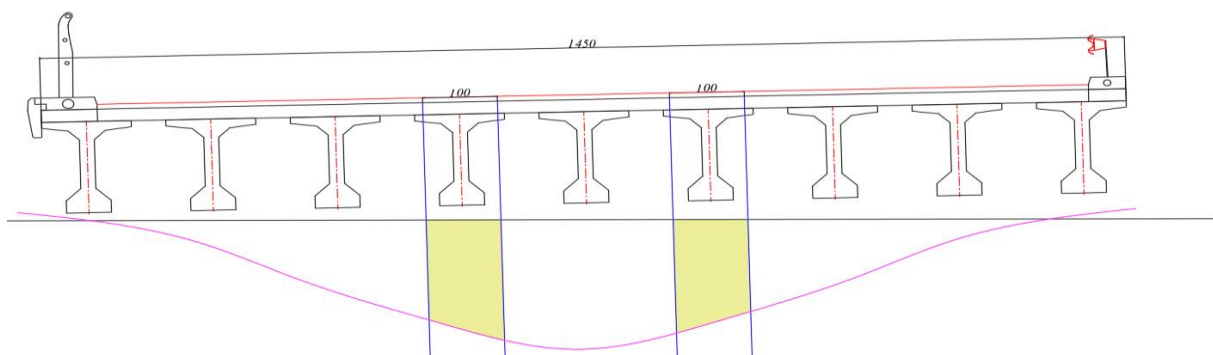


Figure B.12 : ligne d'influence de PI sous MC120

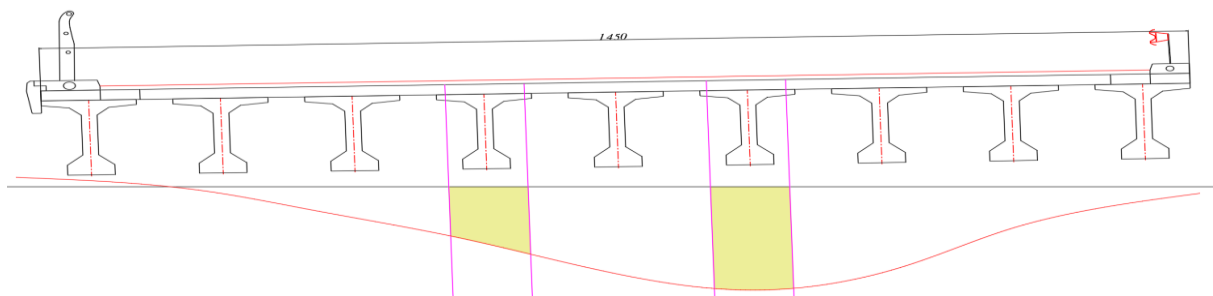


Figure B.13 : ligne d'influence de PII sous MC120

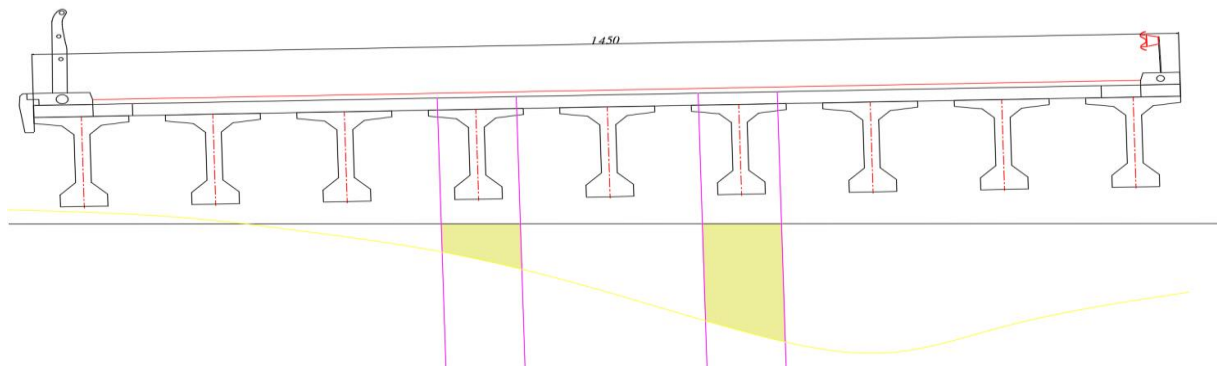


Figure B.14 : ligne d'influence de PIII sous MC120

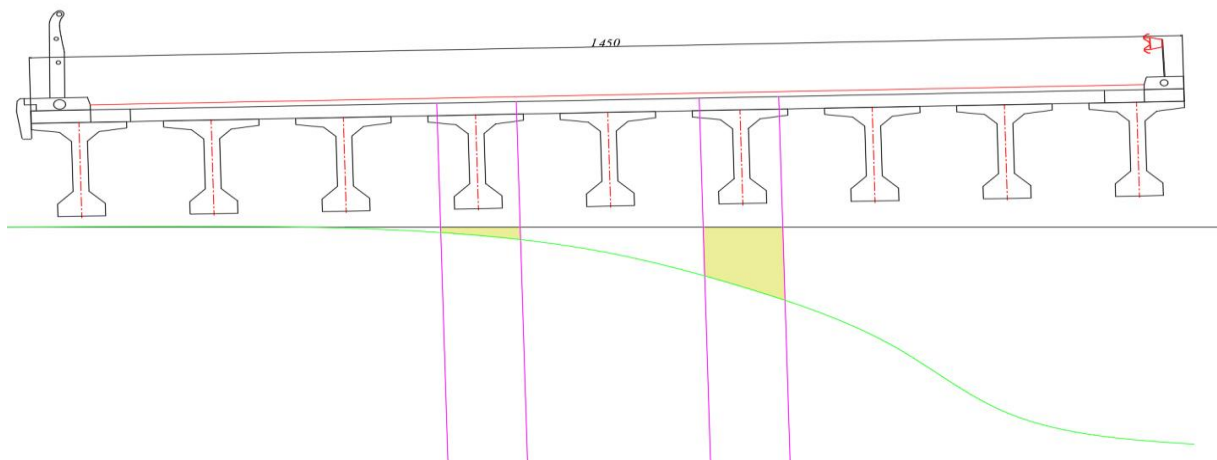


Figure B.15 : ligne d'influence de PIV sous MC120

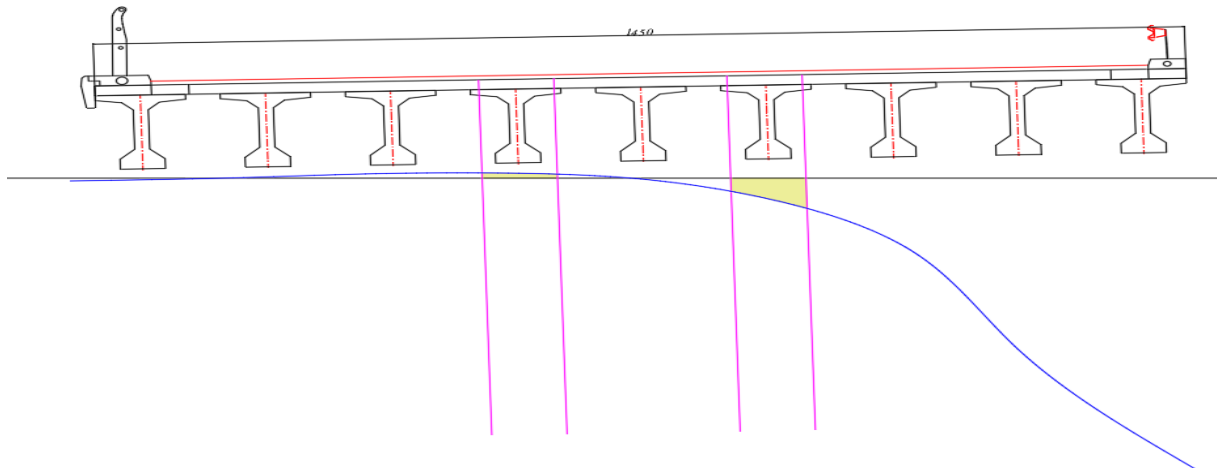


Figure B.16 : ligne d'influence de PV sous MC120

Calcul de K_{amoy} Pour D240 : $K_{amoy} = \frac{S}{Lc}$

Tableau B.8 : $K_{\alpha moy}$ pour D240

D240			
P	S	LC	Kalpha moy
PI	6.3835	3.2	1.99484375
PII	5.4478	3.2	1.7024375
PIII	3.7122	3.2	1.1600625
PIV	1.462	3.2	0.456875
PV	0.3886	3.2	0.1214375

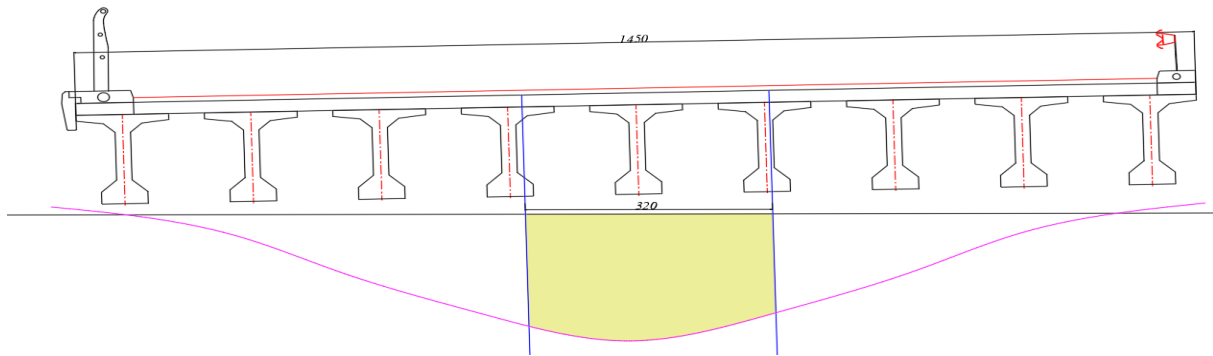


Figure B.17 : ligne d'influence de PI sous D240

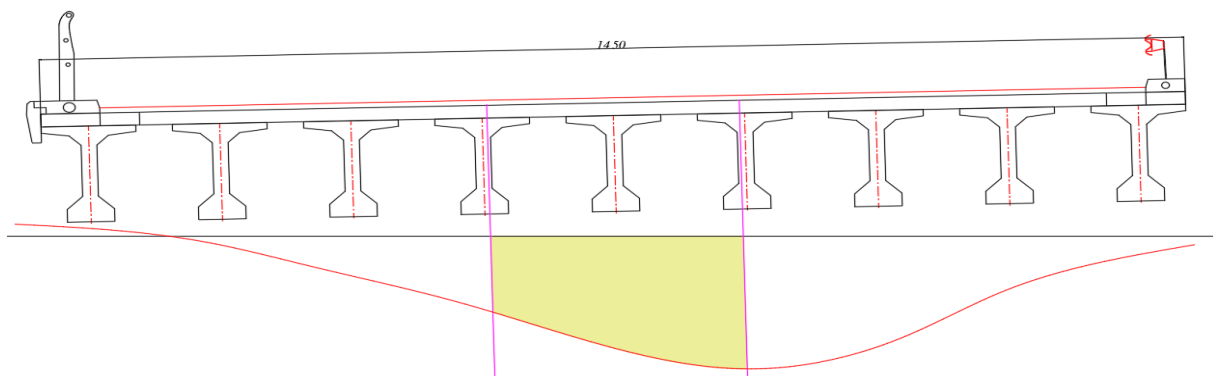


Figure B.18 : ligne d'influence de PII sous D240

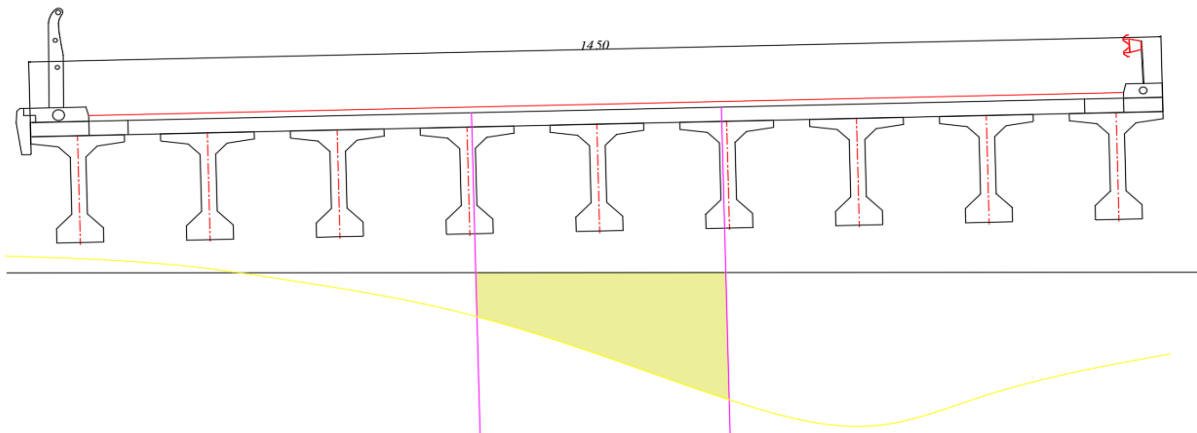


Figure B.19 ligne d'influence de PIII sous D240

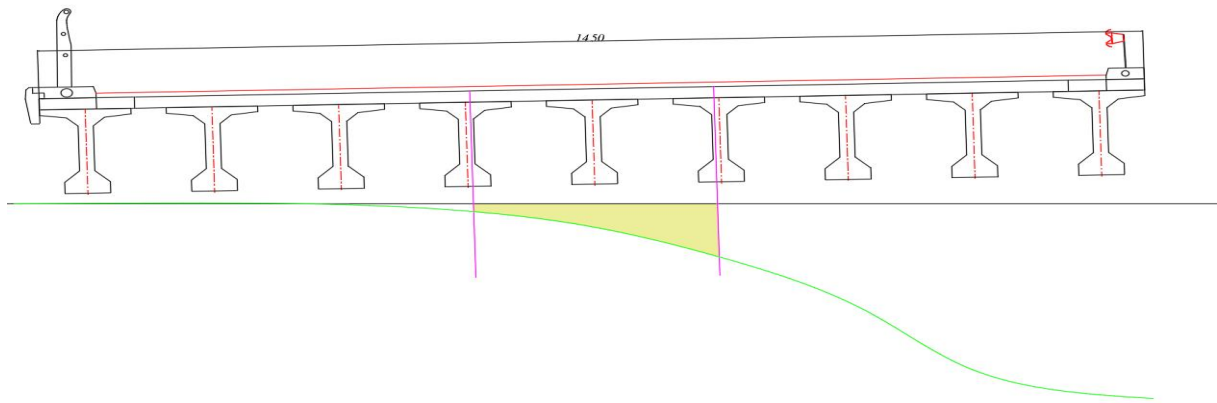


Figure B.20 : ligne d'influence de PIV sous D240

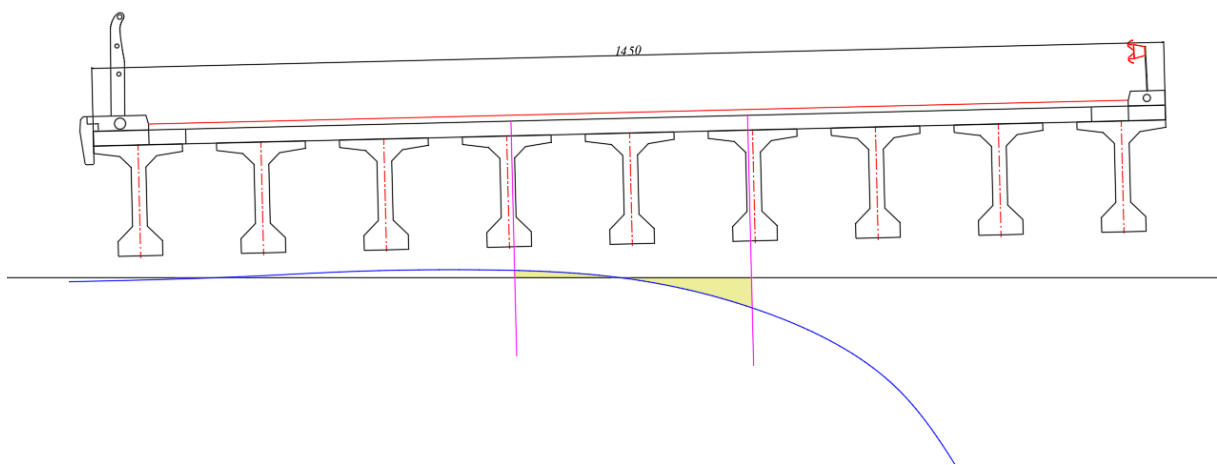
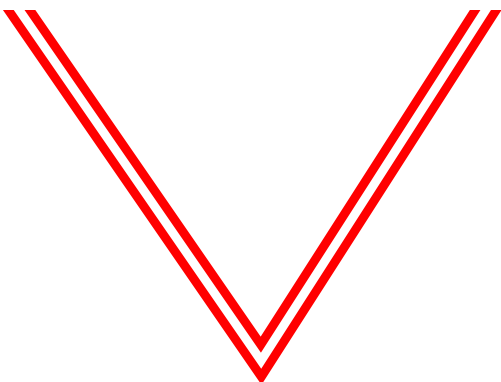


Figure B.21 : ligne d'influence de PV sous D240



ANNEXE C

**DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES
(RESULTAT DU LOGICIEL)**



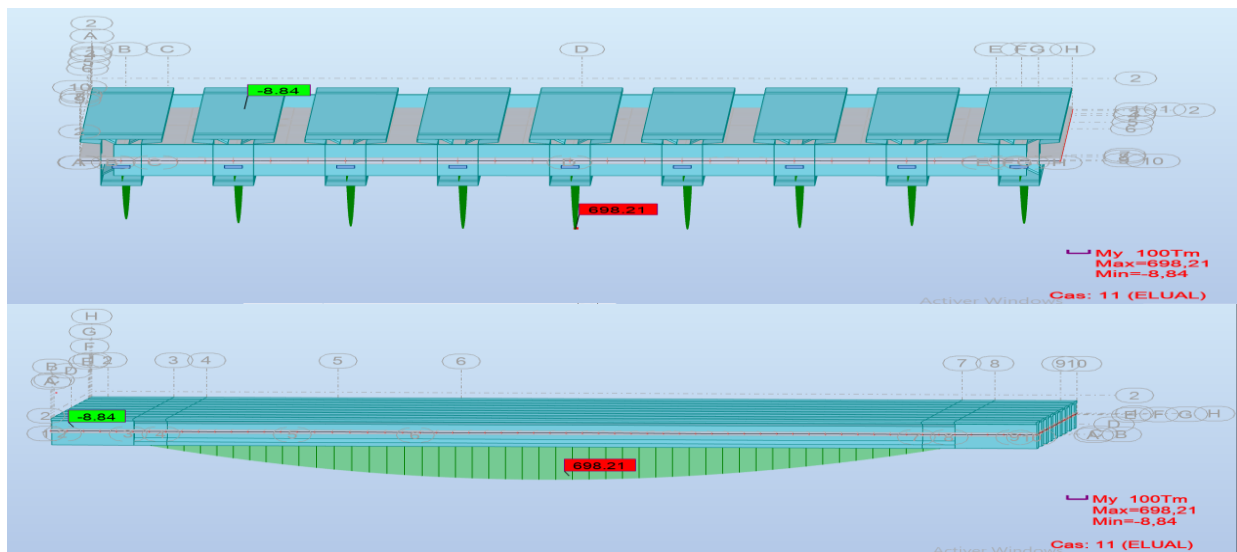


Figure C.1 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $1.35G+1.6AL+1.6ST$

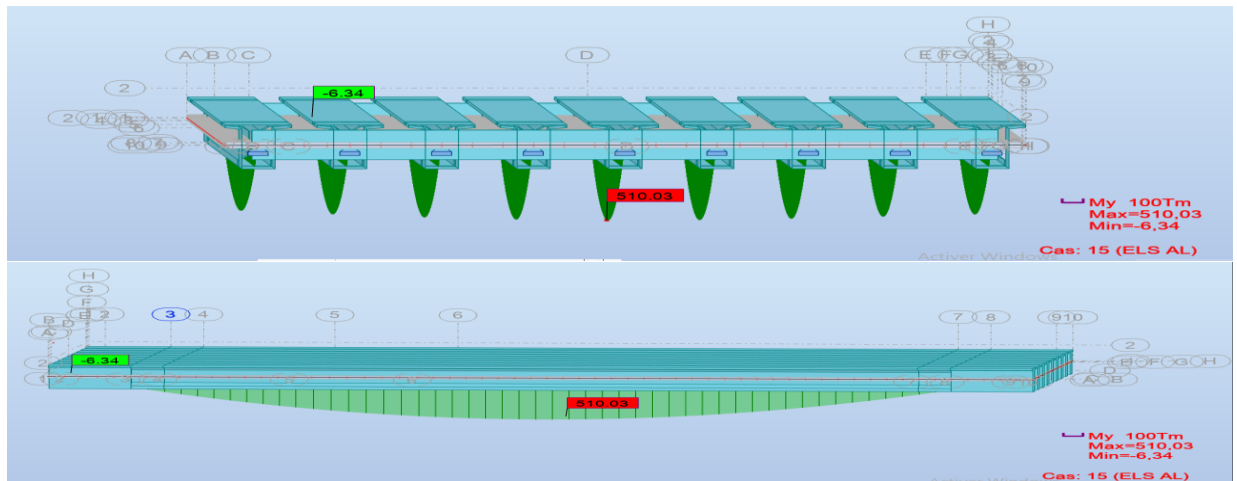


Figure C.2 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $G+1.2AL+ST$

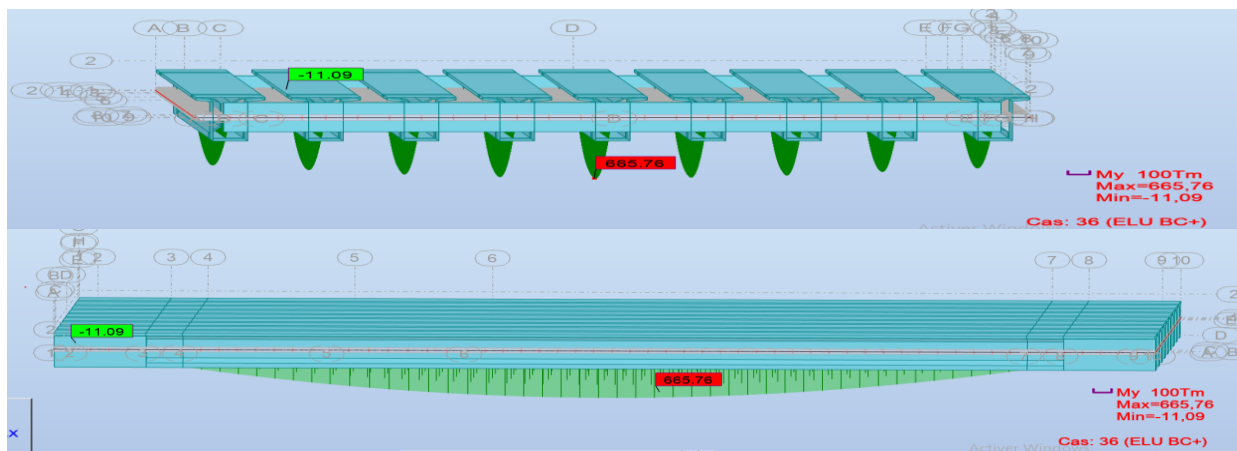


Figure C.3 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $1.35G+1.6BC+1.6ST$

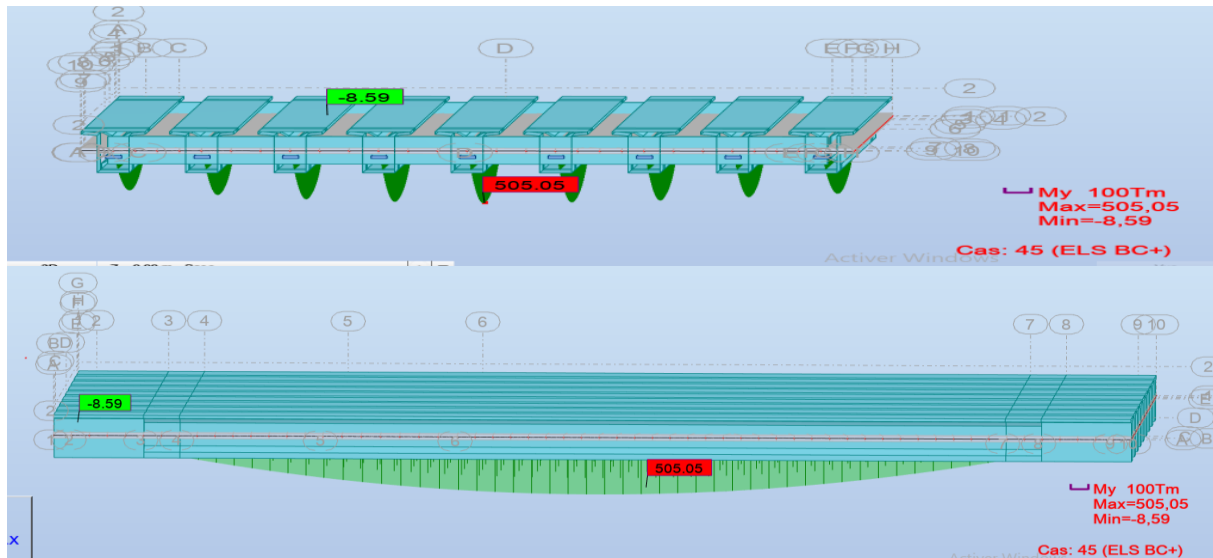


Figure C.4 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $G+1.2AL+ST$

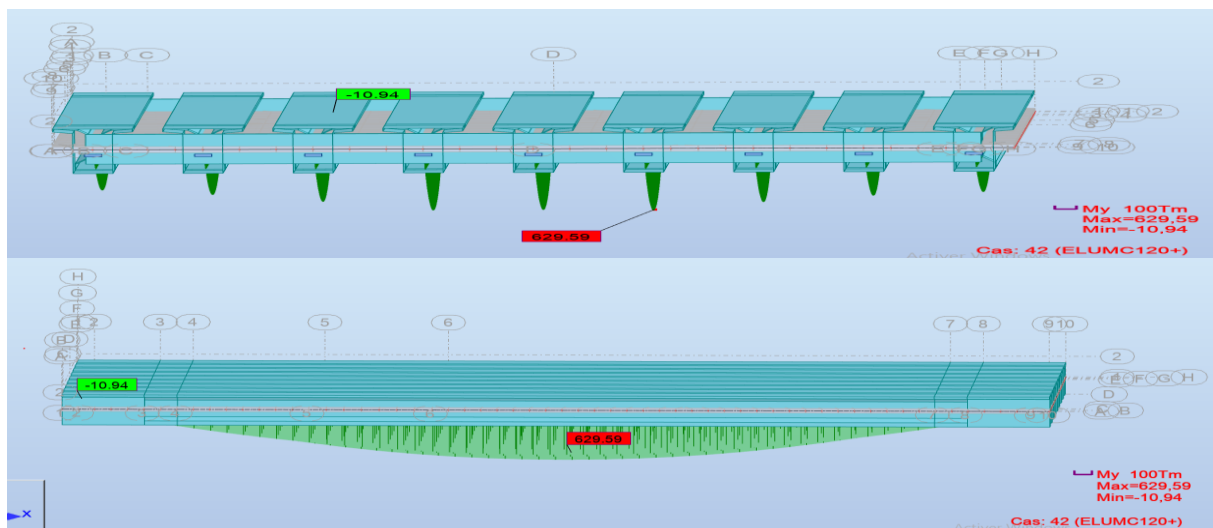


Figure C.5 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $1.35G+1.35MC120$

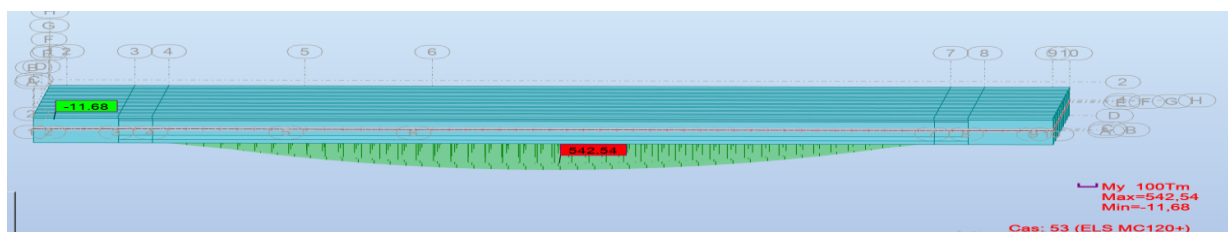


Figure C.6 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison $G+MC120$

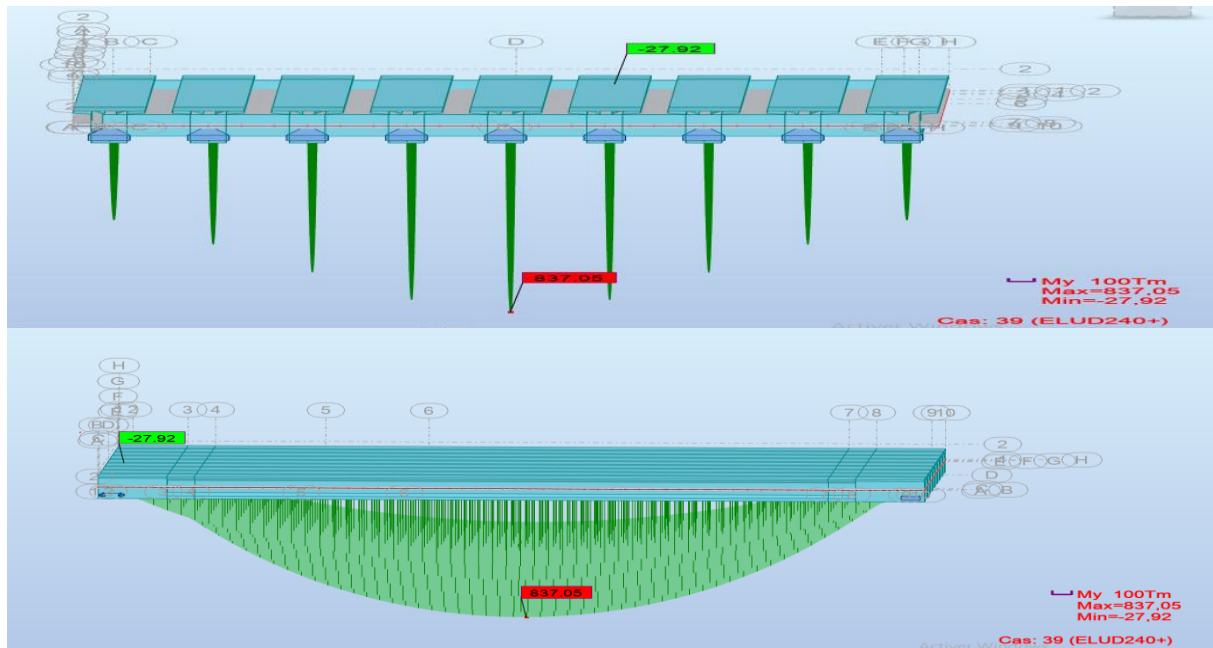


Figure C.7 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison 1.35G+1.35G

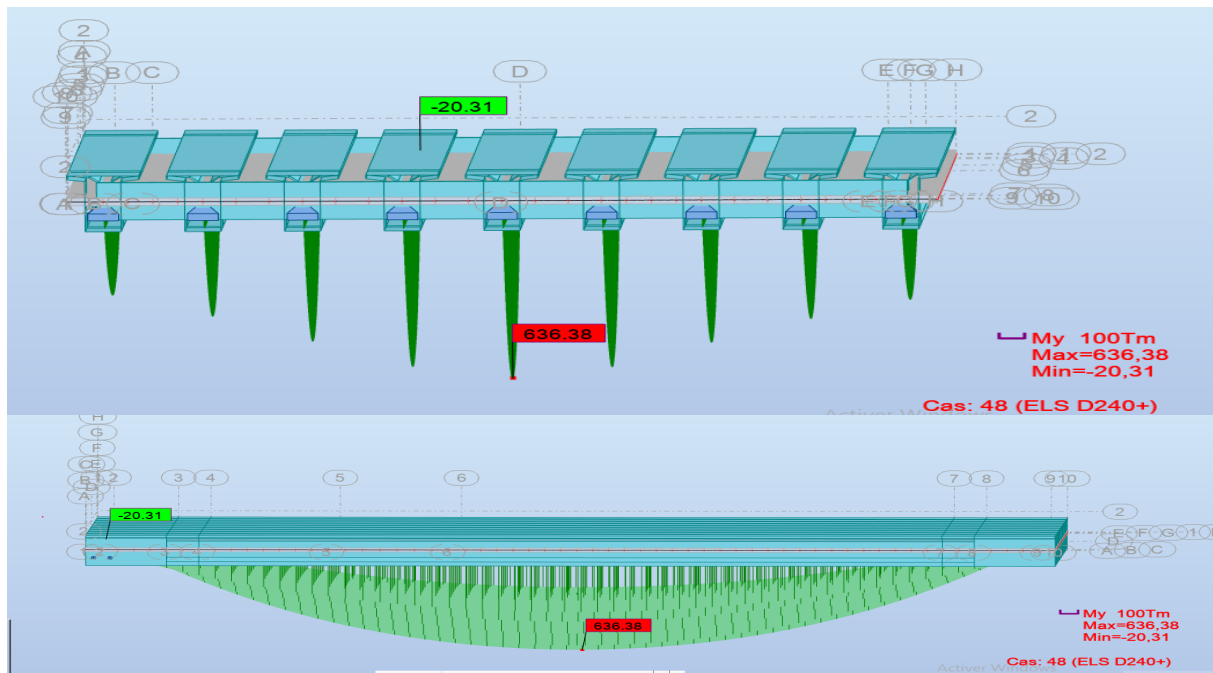
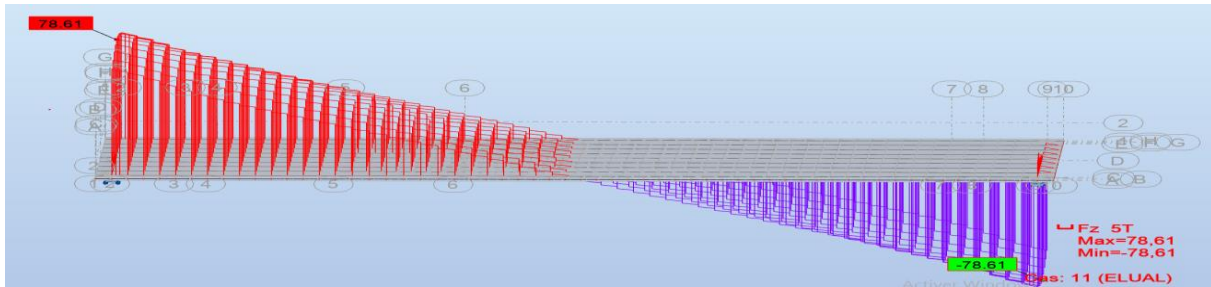
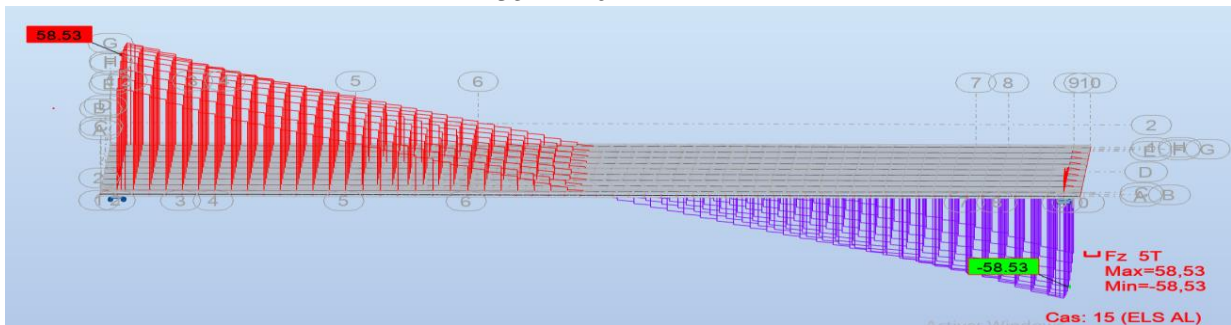


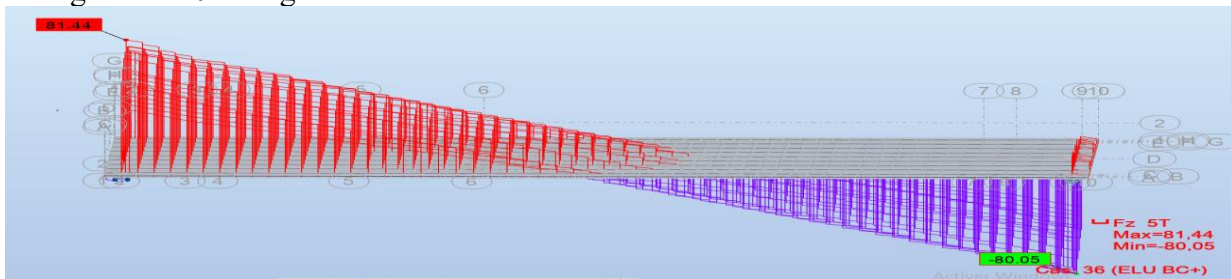
Figure C.8 : Diagramme des moments fléchissant max sous la combinaison G+D240



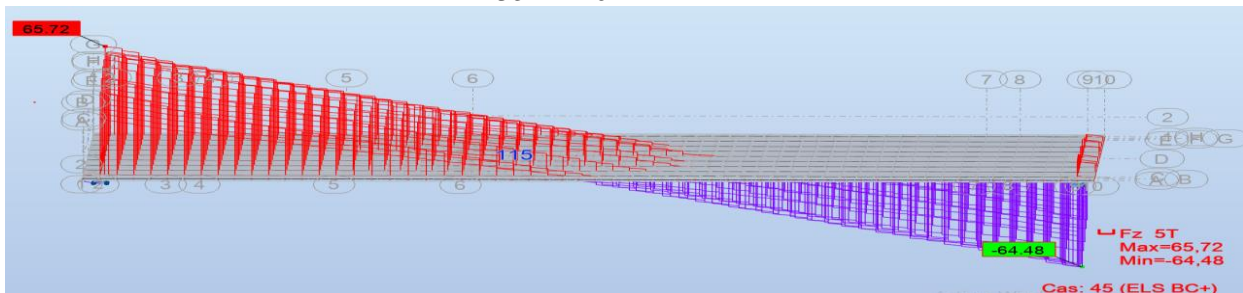
Figures C.9 : Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison $1.35G+1.6AL+1.2ST$



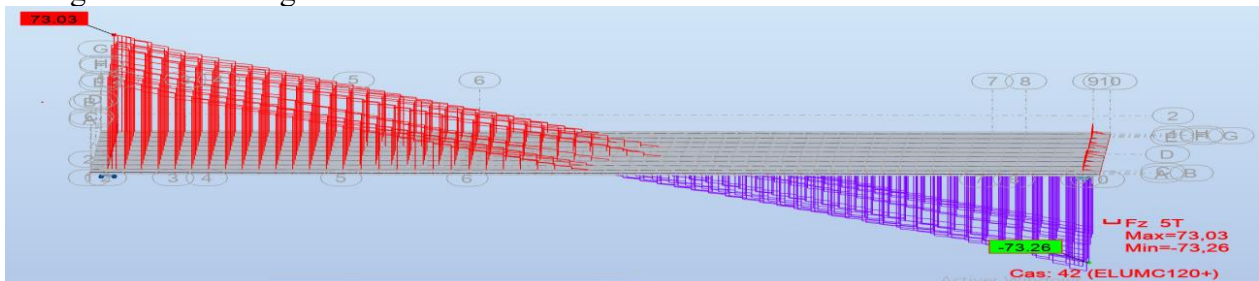
Figures C.10 : Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison $G+1.2AL+ST$



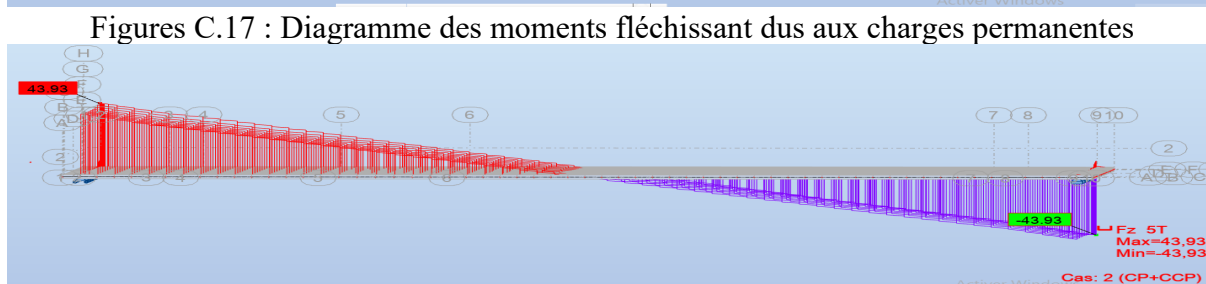
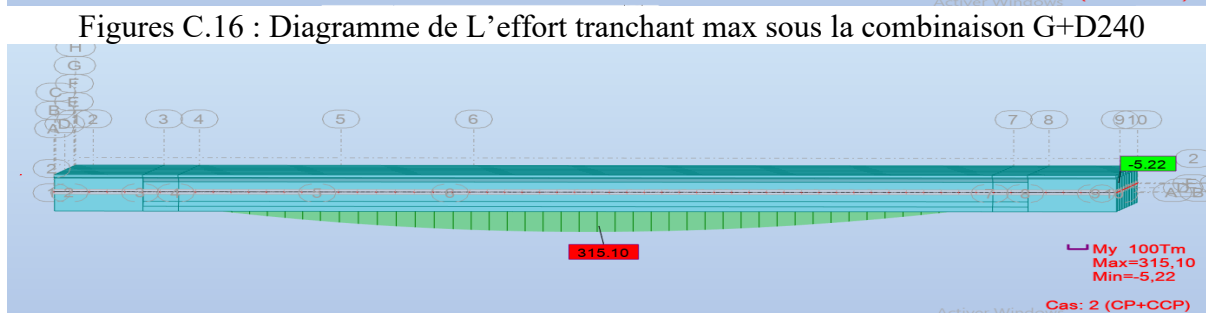
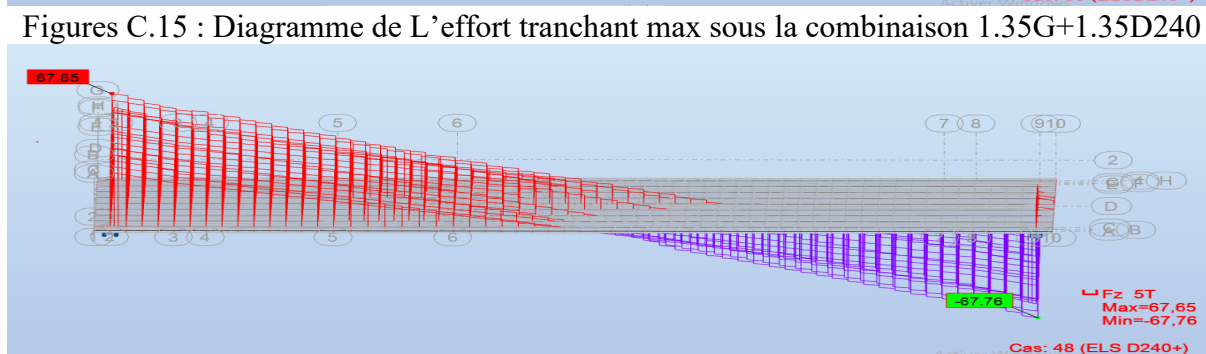
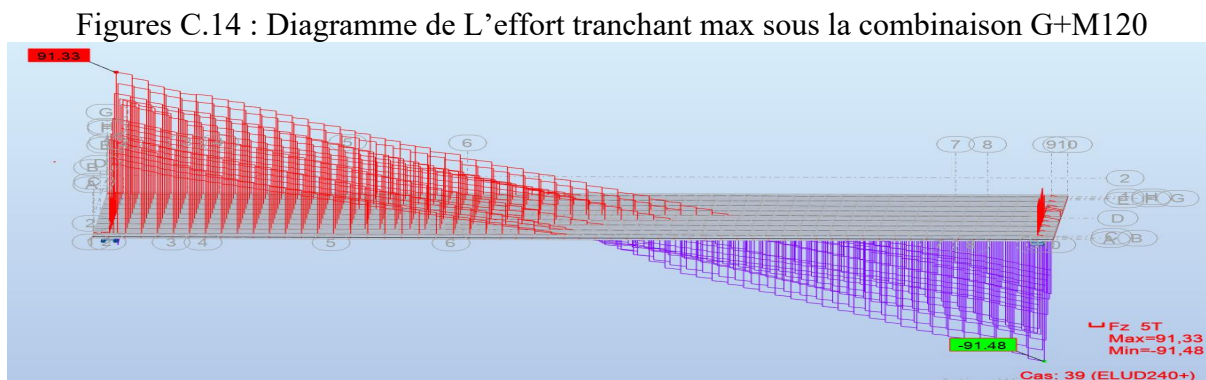
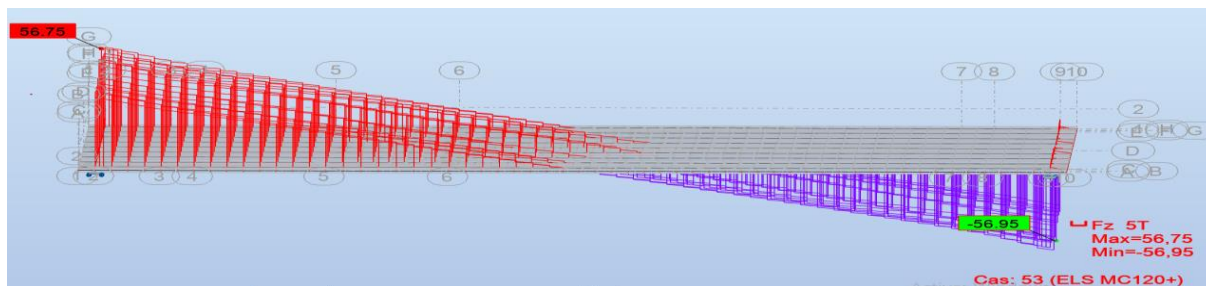
Figures C.11 : Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison $1.35G+1.6BC+1.2ST$

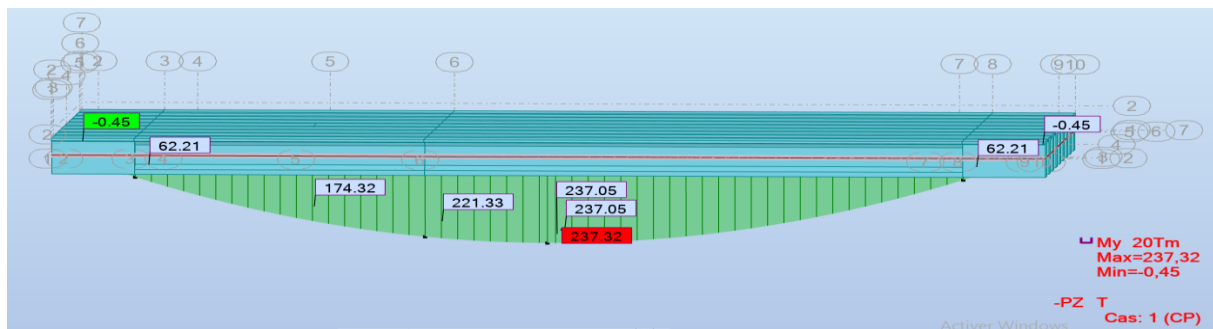


Figures C.12 : Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison $G+1.2BC+ST$

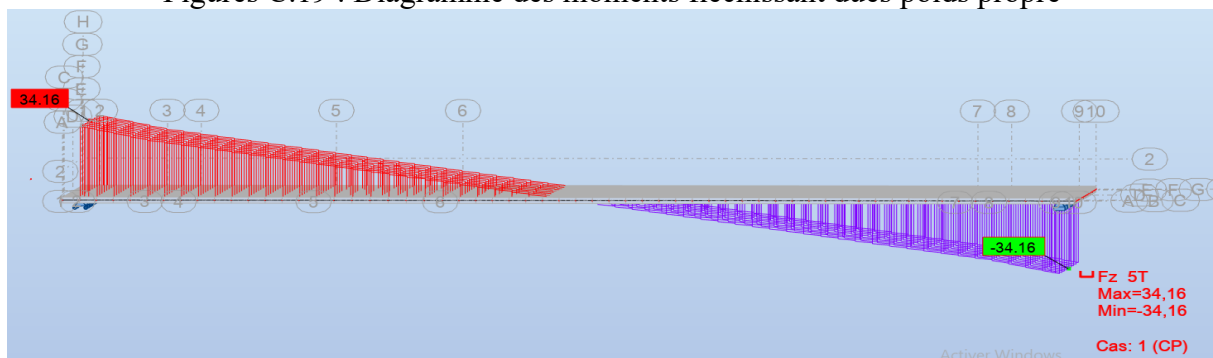


Figures C.13: Diagramme de L'effort tranchant max sous la combinaison $1.35G+1.35MC120$

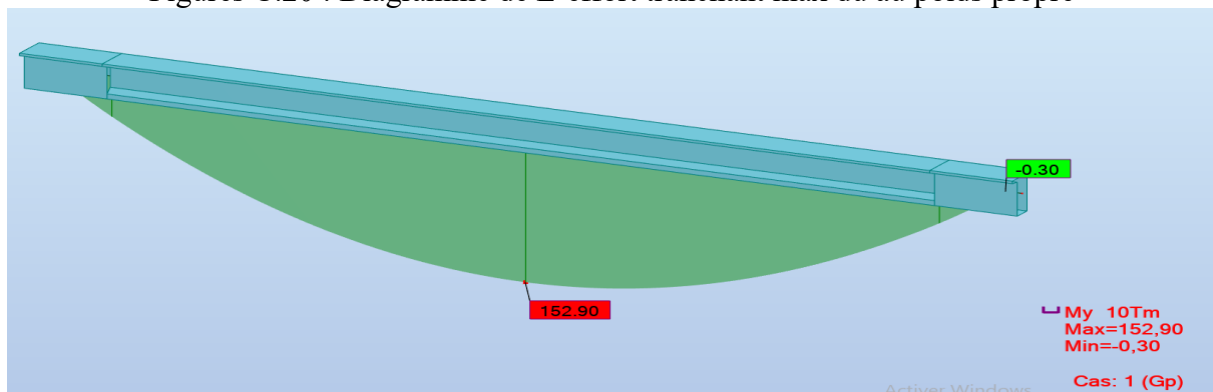




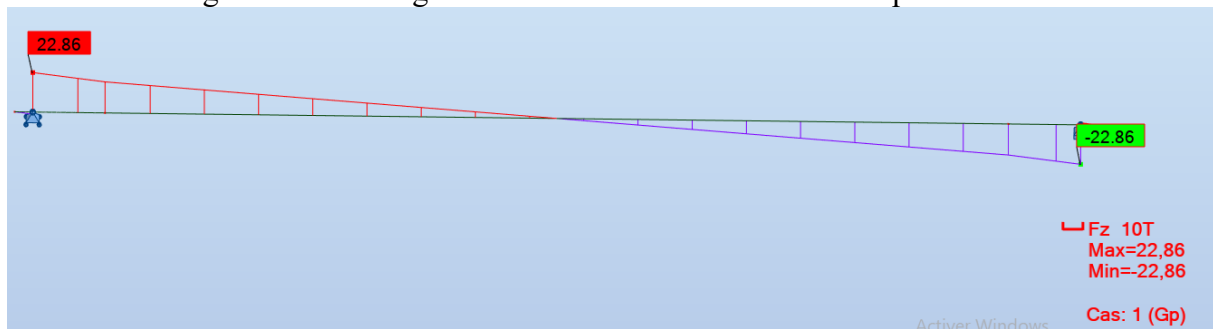
Figures C.19 : Diagramme des moments fléchissant dues poids propre



Figures C.20 : Diagramme de L'effort tranchant max du au poids propre



Figures C.21 : Diagramme du moment fléchissant de la poutre seule

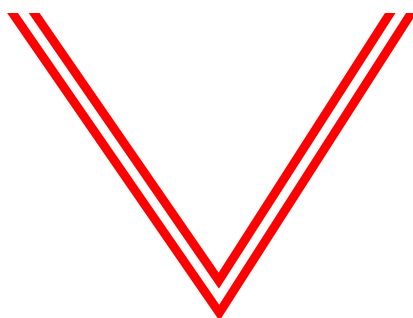


Figures C.22 : Diagramme de L'effort tranchant de la poutre seule



ANNEXE D

TABLEAUX DE CALCUL



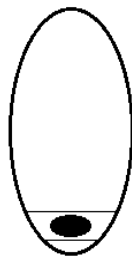
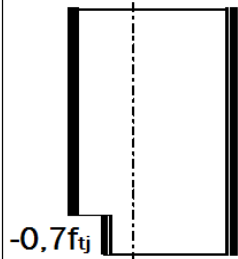
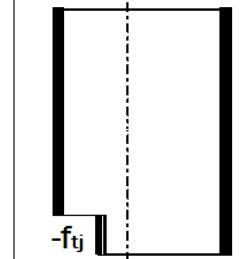
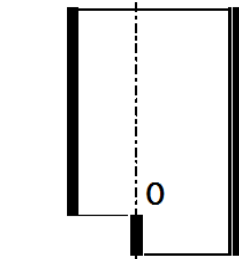
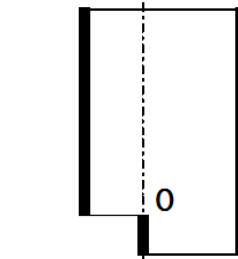
Classe	Exécution	Service			
<u>Classe II</u>		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>	
	-1,5 f_{tj} 0,6 f_{cj}  -0,7 f_{tj} -1,5 f_{tj} 0,6 f_{cj}  -f_{tj} -1,5 f_{tj} 0,6 f_{cj}  0 -1,5 f_{tj} 0,5 f_{cj}  0				

Figure D.1 : Les contraintes admissibles de traction et compression du béton.

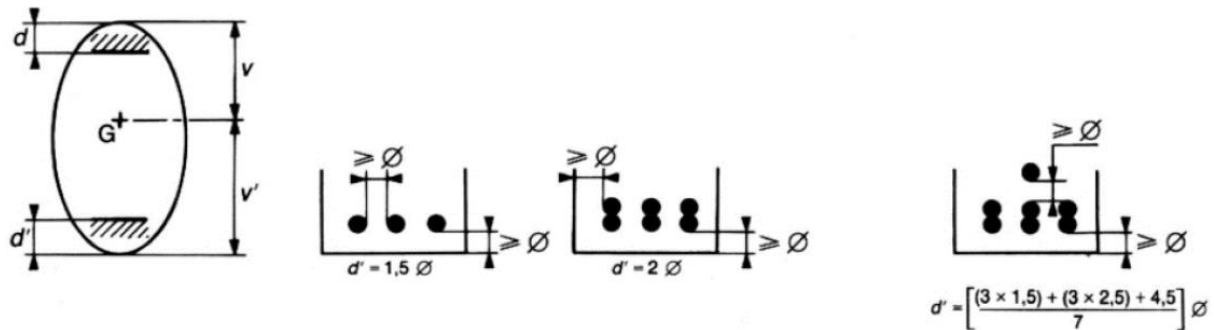
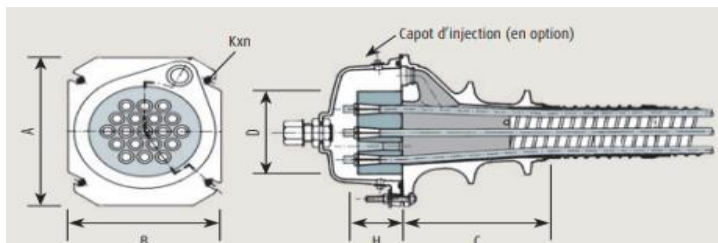


Figure D.2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.



Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30 \text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30 \text{ (mm)}$
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$

Distances a et b

Unités	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4

Unités	a = b (mm)		
	$f_{cm,0} \text{ (MPa)}$		
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500

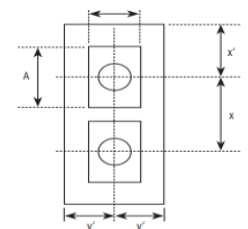
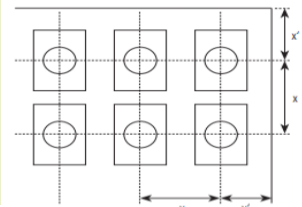


Figure D.3 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Tableau D.1 : Les modes propres

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
1	1,21	0,83	36,37	0	0	36,37	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
2	1,21	0,83	36,37	34,11	0	0	34,11	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
3	1,35	0,74	36,44	59,56	0	0,08	25,45	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
4	1,35	0,74	60,27	59,64	0	23,82	0,08	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
5	1,35	0,74	60,4	85,29	0	0,14	25,65	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
6	1,35	0,74	85,85	85,43	0	25,45	0,14	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
7	1,89	0,53	85,86	85,43	0	0,01	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
8	2,02	0,49	85,86	85,43	0	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
9	2,03	0,49	85,87	85,43	0	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
10	2,59	0,39	85,87	85,43	25,56	0	0	25,56	3080779,61	3080779,61	3037716,83
11	2,73	0,37	85,87	85,43	44,95	0	0	19,39	3080779,61	3080779,61	3037716,83
12	2,74	0,37	85,87	85,43	63,63	0	0	18,68	3080779,61	3080779,61	3037716,83
13	2,95	0,34	85,87	85,43	64,16	0	0	0,53	3080779,61	3080779,61	3037716,83
14	2,99	0,33	85,87	85,43	65,21	0	0	1,05	3080779,61	3080779,61	3037716,83
15	3,15	0,32	85,87	85,43	65,35	0	0	0,14	3080779,61	3080779,61	3037716,83
16	4,11	0,24	85,87	85,43	65,39	0	0	0,05	3080779,61	3080779,61	3037716,83
17	4,17	0,24	85,87	85,43	65,41	0	0	0,02	3080779,61	3080779,61	3037716,83
18	4,68	0,21	85,87	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
19	6,96	0,14	85,87	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
20	7,06	0,14	85,87	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
21	7,31	0,14	85,87	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
22	10,21	0,1	85,95	85,43	65,42	0,08	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
23	10,57	0,09	85,97	85,43	65,42	0,02	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
24	10,57	0,09	85,97	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
25	10,78	0,09	85,98	85,43	65,42	0,01	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
26	10,99	0,09	86	85,43	65,42	0,01	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
27	11,18	0,09	86,01	85,43	65,42	0,02	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
28	11,34	0,09	86,01	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
29	11,74	0,09	86,01	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
30	11,83	0,08	86,02	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
31	11,88	0,08	86,02	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
32	12	0,08	86,02	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
33	12,25	0,08	86,02	85,43	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83
34	13,77	0,07	86,02	85,44	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61	3037716,83

ANNEXE D TABLEAUX DE CALCUL

35	13,95	0,07	86,02	85,44	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
36	14,53	0,07	86,02	85,44	65,42	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
37	15,7	0,06	86,02	85,44	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
38	15,83	0,06	99,49	85,44	65,43	13,46	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
39	16,85	0,06	99,49	85,45	65,43	0	0,01	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
40	17,4	0,06	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
41	17,6	0,06	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
42	17,97	0,06	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
43	18,32	0,05	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
44	18,49	0,05	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
45	20,43	0,05	99,49	85,45	65,43	0	0,01	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
46	20,6	0,05	99,49	85,45	65,43	0	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
47	22,16	0,05	99,49	86,77	67,47	0	1,32	2,04	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
48	22,46	0,04	99,51	86,77	67,47	0,02	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
49	22,68	0,04	99,51	86,77	67,47	0,01	0	0	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
50	22,78	0,04	99,51	86,79	67,57	0	0,01	0,1	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
51	22,9	0,04	99,51	86,84	67,64	0	0,05	0,07	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
52	23,09	0,04	99,51	86,98	67,76	0	0,15	0,12	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
53	23,37	0,04	99,51	88,58	71,64	0	1,59	3,88	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
54	23,77	0,04	99,51	88,61	71,66	0	0,03	0,02	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
55	23,98	0,04	99,53	89,19	71,67	0,02	0,58	0,01	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3
56	24,24	0,04	99,54	93,36	71,68	0	4,17	0,01	3080779,61	3080779,61 1	3037716,83 3

Etude de la Stabilité de la culée :

Tableau D.2 : Les efforts dus aux charges permanentes de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	ex	ey	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	4275.00	/	0.00	0.95	0.00	/
Mur F	3425.63	/	-0.26	5.18	-890.66	/
DDT	255.94	/	2.75	9.35	703.83	/
Mur en R	331.20	/	2.55	7.19	844.56	/
Corbeau	45.73	/	0.39	9.39	17.83	/
MGG	217.50	/	0.11	9.55	23.93	/
Poids des Terres Amot	5643.73	/	0.19	6.03	1066.66	/
Poids des T sur DDT	637.59	/	3.09	10.00	1970.16	/
Poussée Mur Frontal	/	4512.26	/	-3.50	/	-15792.91
Poids Sur 10kN/m ²	955.50	/	1.51	/	1442.81	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	475.22	/	-5.28	/	-2506.81

Efforts dus au tablier

Surcharges	N (KN)	H (KN)	ex	ey	MFV/o	MFH/o
Rg	4145.87	/	-0.59	/	-2463.89	/
R(Al)	1745.18	/	-0.59	/	-1037.16	/
Rbc	1584.04	/	-0.59	/	-941.39	/
RMc120	1082.53	/	-0.59	/	-643.35	/
RD240	1671.72	/	-0.59	/	-993.50	/
RST	45.00	/	-0.59	/	-26.74	/
Hf+r	/	87.92	/	-8.65	/	-488.92
HT°	/	15.83	/	-8.65	/	-220.02
Frein Al	/	156.10	/	-8.65	/	-1350.27
Frein Bc	/	180.00	/	-8.65	/	-1557.00

Tableau D.3: La réaction due au poids propre à L'ELA

Combinaisons	N
NG+0.2RAI+0.2ST	15190.35
NG+0.2RBcl+0.2ST	15158.12
NG+0.2RMc120	15048.82
NG+0.2RD240	15166.65

Combinaisons	H
NHf+r+0.4Ht+0.2frainAL	97.92
NHf+r+0.4Ht+0.2frainbc	102.70

Combinaisons	Mv
MGv+MRg+0.2MAL+0.2MST	1059.64
MGv+MRg+0.2MBc+0.2MST	1078.79
MGv+MRg+0.2Mmc120	1143.75
MGv+MRg+0.2MD240	1073.72

Combinaisons	Mh
MGH+MHf+r+0.4MHt+0.2MfrainAl	-846.98
MGv+MRg+0.2MBc+0.2MST	-888.33
ΔMmax	296.77
ΔMmin	171.31

Effort	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
R max	15190.35	134.97	-23.75
R min	15048.82	139.75	-149.21

➤ Les combinaisons d'action :

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

Tableau D.4 : Combinaisons d'action a l'ELS

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	18978.18	4584.04	-18920.65	1272.42	-17648.23
G+0.6T+1.2Q	20124.78	5154.31	-21928.82	3003.78	-18925.04
G+0.6T+1.2A(l)+ST	21117.40	4771.36	-20540.97	-4.27	-20545.23
G+0.6T+1.2Bc+ST	20924.03	4800.043	-20789.05	110.65	-20678.40
G+0.6T+Mc120	20060.71	4584.04	-18920.65	629.07	-18291.58
G+0.6T+D240	20649.90	4584.04	-18920.65	278.91	-18641.74

Tableau D.5 : Combinaisons d'action a L'ELU :

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	25620.54	6190.75	-22178.48	1717.76	-20460.72
1.35G+0.9T+1.6Q	27149.34	6951.11	-26189.38	4026.25	-22163.13
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28484.83	6440.51	-24338.91	15.52	-24323.39
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	28227.01	6478.75	-24669.68	168.74	-24500.94
1.35G+0.9T+1.35Mc120	27081.96	6190.75	-22178.48	849.24	-21329.24
1.35G+0.9T+1.35D240	27877.37	6190.75	-22178.48	376.53	-21801.95

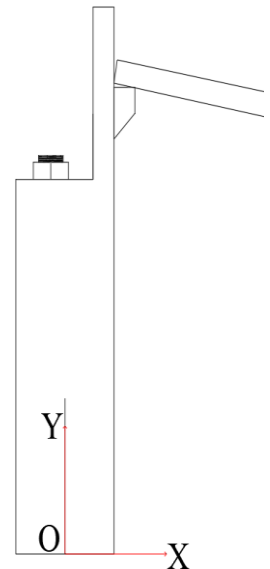
➤ **Ferraillage du mur frontal :**

Tableau D.6 : Evaluation des efforts dus au poids propre

Elément	N (KN)	H (KN)	ex	ey	MFV/o	MFH/o
Mur F	3425.625	/	0	3.37	0.00	/
DDT	255.9375	/	0.8484	7.82	217.14	/
Corbeau	45.7275	/	0.99	7.22	45.27	/
MGG	217.5	/	0.55	7.75	119.63	/
Poids des T sur DDT	637.5915	/	0.8484	7.82	540.93	/
Poussée Mur Frontal	/	3297.164063	/	-2.92	/	-9616.728516
Poussée Sur 10kN/m²	/	418.6875	/	-4.375	/	-1831.757813

Efforts dus au tablier :

Surcharges	N (KN)	H (KN)	ex	ey	MFV/o	MFH/o
Rg	4145.87	/	-0.15	/	-621.88	/
R(Al)	1745.18	/	-0.15	/	-261.78	/
Rbc	1584.04	/	-0.15	/	-237.61	/
RMc120	1082.53	/	-0.15	/	-162.38	/
RD240	1671.72	/	-0.15	/	-250.76	/
RST	45.00	/	-0.15	/	-6.75	/
Hf+r	/	56.52	/	-6.85	/	-387.18
HT°	/	25.44	/	-6.85	/	-174.23
Frein Al	/	156.10	/	-6.85	/	-1069.29
Frein Bc	/	180.00	/	-6.85	/	-1233.00



Les combinaisons d'action :

Tableau D.7 : Combinaisons d'action a l'ELS

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	8728.25	3368.95	-10108.45	301.08	-9807.36
G+0.6T+1.2Q	8728.25	3871.37	-12306.56	301.08	-12005.47
G+0.6T+1.2A(l)+ST	10867.47	3556.27	-11391.59	-21.15	-11412.74
G+0.6T+1.2Bc+ST	10674.10	3584.948	-11588.05	7.86	-11580.19
G+0.6T+Mc120	9810.78	3368.95	-10108.45	138.71	-9969.74
G+0.6T+D240	10399.97	3368.95	-10108.45	50.33	-10058.12

$$M_{max} = \frac{\Delta M_{max}}{L} = -827.96 \text{ KN.m/ml} \rightarrow N_{cor} = \frac{N_{cor}}{L} = 601.95 \text{ KN./ml}$$

$$T_{max} = \frac{H_{max}}{L} = 266.99 \text{ KN/ml} \rightarrow N_{cor} = 601.95 \text{ KN /ml, avec } L=14.5\text{m} \rightarrow \text{longueur de mur frontale}$$

Tableau D. 8: Combinaisons d'action a L'ELU :

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	11783.14	4550.37	-13662.09	406.46	-13255.62
1.35G+0.9T+1.6Q	11783.14	5220.27	-16592.90	406.46	-16186.43
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	14647.43	4800.13	-15372.94	-23.18	-15396.12
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	14389.60	4838.37	-15634.89	15.49	-15619.39
1.35G+0.9T+1.35Mc120	13244.56	4550.37	-13662.09	187.25	-13474.83
1.35G+0.9T+1.35D240	14039.96	4550.37	-13662.09	67.94	-13594.15

$$M_{max} = -1116.31 \text{ KN.m/ml} \rightarrow N_{cor} = 812.63 \text{ KN./ml}$$

$$T_{max} = 360.02 \text{ KN/ml} \rightarrow N_{cor} = 812.63 \text{ KN./ml}$$

➤ **Actions sur les pieux:**

Tableau D. 9: Effort revenant à chaque pieu a L'ELS et L'ELU

	ELS			ELU	
	1ère file	2ème file		1ère file	2ème file
Combinaison	R1(KN)	R2(KN)	Combinaison	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	1146.70	3597.84	1.35G+0.9T	1781.68	4623.45
G+0.6T+1.2Q	1201.36	3829.84	1.35G++0.9T+1.6Q	1854.56	4932.77
G+0.6T+1.2A(l)+ST	1212.92	4066.43	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	1871.48	5249.73
G+0.6T+1.2Bc+ST	1179.50	4051.50	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	1826.92	5229.83
G+0.6T+Mc120	1237.34	3777.84	1.35G+0.9T+1.35Mc120	1904.05	4866.44
G+0.6T+D240	1286.67	3875.80	1.35G+0.9T+1.35D240	1970.65	4998.69

Tableau D.10 : Effort revenant à chaque pieu a L'ELA

	ELA	
	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	-796.93	4701.38
P min - H - 0,3V	-846.00	4501.34
P max + V - 0,3H	1310.71	2843.10
P min - V - 0,3H	865.09	2540.90

ANNEXE E
FERRAILLAGE

Ferrailage de l'Hourdis

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

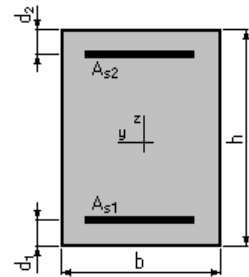
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	79,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_{s1} = 25,6$ (cm²) Section théorique A_{s2}

= 0,0 (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,7$ (cm²)

théorique $\rho = 1,71$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 79,90$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de l'Hourdis

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

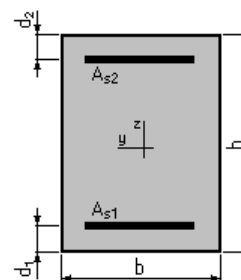
$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min}
(kN*m)		
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	59,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00



4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_{s1} = 18,8$ (cm²) Section théorique A_{s2}

= 0,0 (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,7$ (cm²)

théorique $\rho = 1,25$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 59,70$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de chevrete

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

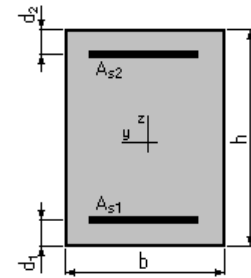
2. Section:

$b = 250,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1018,33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 36,3$ (cm²) Section théorique A_{s2}
 $= 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 36,3$ (cm²)

théorique $r = 0,10$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 1018,33$ (Kn.m) $M_{min} = 0,00$ (Kn.m)

Coefficient de sécurité: 1,22

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

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

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)

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

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 14,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de chevrete

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

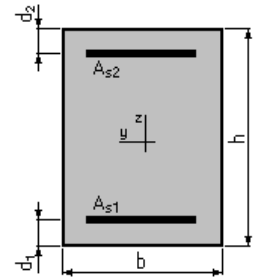
2. Section:

$b = 250,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (Kn.m)	M_{min} (Kn.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	2031,02	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 60,0$ (cm ²)	Section théorique	A_{s2}
$= 0,0$ (cm ²)			
Section minimum	$A_{s \min} = 36,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 2031,02$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 28,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 135,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,1$ (MPa)

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

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 27,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

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

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

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

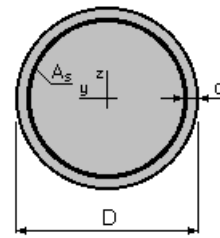
2. Section:

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z	(kN*m)
1.	ELA	2010,95	4920,90	0,00	
2.	ELS	4278,53	840,68	0,00	
3.	ELU	5771,55	1146,50	0,00	



4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 77,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 62,8$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 1570,8$ (cm²)

théorique $r = 0,25$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,10$ (%)

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

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA $N = 2010,95$ (kN) $M_y = 4920,90$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 31,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 179,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,93$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 318,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS $N = 4278,53$ (kN) $M_y = 840,68$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,93

Position de l'axe neutre: $y = 230,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 113,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3$ (MPa)

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

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 33,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

Cas N^O 3: Type ELU $N = 5771,55 \text{ (kN)}$ $M_y = 1146,50 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,49 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 183,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 112,9 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,20 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 40,6 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Ferrailage transversal des futs

(Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

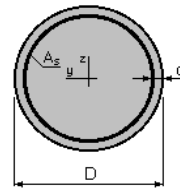
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	4423,65	2010,95
2.	ELU	208,46	5753,55

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)

Cadres: 1 □ 14

Espacement : $S_t = 1,6$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

Ferrailage transversal des futs

(Calcul de Section dans la zone courante à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	4423,65	2010,95
2.	ELU	208,46	5753,55

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

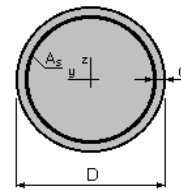
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)

Cadres: 1 HA 14

Espacement : $S_t = 2,3$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)



Ferrailage longitudinal des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

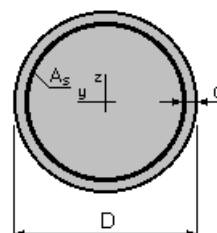
2. Section:

$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2609,55	301,35	0,00
2.	ELS	1937,36	220,97	0,00



4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

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

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

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU **N = 2609,55 (kN)** **M_y = 301,35 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7,78 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 114,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 64,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 0,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS **N = 1937,36 (kN)** **M_y = 220,97 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8,24

Position de l'axe neutre: $y = 145,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

comprimée: $\sigma_s' = 36,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

Ferraillage de la semelle

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

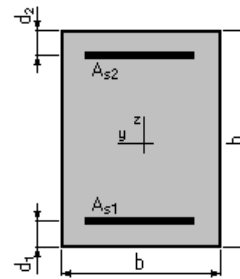
2. Section:

$b = 600,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

(kN*m)	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4920,95	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 105,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 105,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,11$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELA	$M_{\max} = 4920,95$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,74	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 163,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,26$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)	

Ferrailage de mur frontale

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

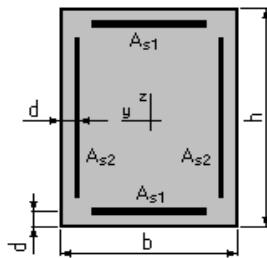
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	812,63	1116,31	0,00
2.	ELS	601,95	827,96	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 28,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 700,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,25$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 812,63$ (kN) $M_y = 1116,31$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,45 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 16,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 113,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,62$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

~~Cas N° 2: Type ELS $N = 601,95$ (kN) $M_y = 827,96$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)~~

LAKHAL NORELHOUDA
 DJELOUAH LATIFA

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 32,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 109,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 19,5$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 31,9$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

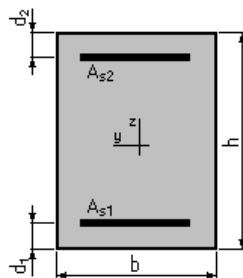
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	151,65	0,00
Etat Limite de Service	113,64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 20,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

Section minimum $A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,84 \text{ (\%)}
 minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 151,65 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 7,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 22,0 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8,28 \text{ (\%)}
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

Cas ELS $M_{\max} = 113,64 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 21,7 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

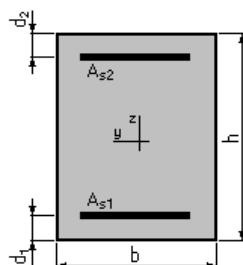
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d = 5,0 \text{ (cm)}$

LAKHAL NORELHOUDA
 DJELOUAH LATIFA

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	158,84	0,00
Etat Limite de Service	118,13	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,87$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 158,84$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 7,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,9$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,81$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 118,13$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,0$ (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:

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

Ferrailage de corbeau

Calcul d'une Section Comprimée

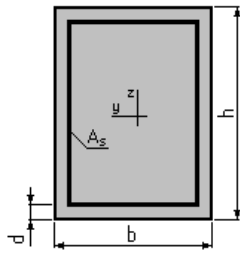
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte de l'élancement
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Charges appliquées avant 90 jours
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	127,08
Etat Limite de Service	94,50
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm ²)	Section réduite	B _r = 2744,0	(cm ²)
Long flambement	I _{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	I _{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I _y = 225000,0	(cm ⁴)	Inertie	I _z = 2500000,0	(cm ⁴)
Rayon de giration	i _y = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i _z = 28,9	(cm)
Elancement	λ _y = 34,6		Elancement	λ _z = 10,4	
	α = 0,65		N _u (béton seul)	= 3546,00	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0,3 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	A _s = 10,4	(cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 10,4	(cm ²)
Section maximum	A _{s max} = 150,0	(cm ²)
théorique	ρ = 0,52	(%)
minimum	ρ _{min} = 0,35	(%)
maximum	ρ _{max} = 5,00	(%)

Ferrailage horizontale du mur en routeur

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

Calcul de Section en Flexion Simple

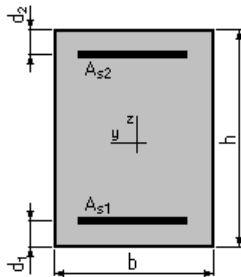
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	175,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,65$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 175,57$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 12,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,2$ (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:

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

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

Ferrailage verticale du mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple

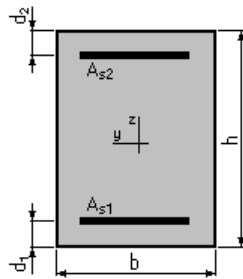
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	82,56	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,30 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 82,56 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 9,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 32,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,7 \text{ (MPa)}$

LAKHAL NORELHOUDA
DJELOUAH LATIFA

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage des pieux sous culée

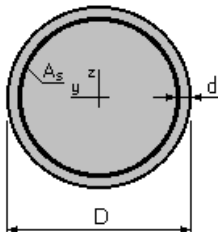
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$D = 120,0 \text{ (cm)}$
 $d = 10,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1871,48	3349,63	0,00
2.	ELS	1212,92	2483,78	0,00
3.	ELA	-796,93	4783,54	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 290,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2,57 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1871,48 (kN) M_y = 3349,63 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,70 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 46,6 \text{ (cm)}$

LAKHAL NORELHOUDA
 DJELOUAH LATIFA

Bras de levier: $Z = 87,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,74$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1212,92$ (kN) $M_y = 2483,78$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 49,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 89,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 162,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = -796,93$ (kN) $M_y = 4783,54$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,17 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 33,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 93,7$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,84$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 488,4$ (MPa)