

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Conception et dimensionnement du tablier du viaduc V12 sur la
pénétrante autoroutière Est-Ouest - Tizi Ouzou

M. BOUDJERDA Anis & M. KHENFOUS Akram Abderaouf

Sous la direction de **Dr BAOUCHE Nadja, ENP**

Présenté et soutenu publiquement le (30/06/2025)

Composition du jury :

Président :	Pr A. BOURZAM	ENP
Promotrice :	Dr. N. BAOUCHE	ENP
Examinatrice :	Dr. D. HARIMI	ENP
Examineur :	M. BOUZOUALEGH	ENP

ENP 2025

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Conception et dimensionnement du tablier du viaduc V12 sur la
pénétrante autoroutière Est-Ouest - Tizi Ouzou

M. KHENFOUS Akram Abderaouf & M. BOUDJERDA Anis

Sous la direction de **Dr BAOUCHE Nadja , ENP**

Présenté et soutenu publiquement le (30/06/2025)

Composition du jury :

Président :	Pr. A. BOURZAM	ENP
Promotrice :	Dr. N. BAOUCHE	ENP
Examinatrice :	Dr. D. HARIMI	ENP
Examineur :	M. BOUZOUALEGH	ENP

ENP 2025

ملخص

يتعلق مشروع نهاية الدراسة بتصميم وتحديد أبعاد سطح الانشائي للجسر V12 ، الذي يربط الطريق السريع الرابط بين شرق وغرب البلاد و منطقة تيزي وزو المعروفة بتضاريسها الوعرة والمصنفة كمنطقة زلزالية حسب RPA 2024 من أجل تحسين تصميم السطح الانشائي، تم دراسة أربع بدائل تصميمية. وقد تم اختيار الحل الأمثل المتمثل في حل مختلط يجمع بين جزء منفذ بطريقة الكابولات المتدرجة و جزء آخر مكون من عوارض مسبقة الصنع ومسبق الإجهاد. تم إجراء الدراسة باستخدام البرمجيتين MIDAS Civil و CSI Bridge، وبالاعتماد على المعايير الوطنية والدولية المعمول بها، مما سمح بتحديد الخصائص الميكانيكية، الأحمال، وأبعاد مختلف عناصر الجسر بدقة. تم التحقق من الأداء الإنشائي للمنشأ في حدود الحالة القصوى وحالة الخدمة. بالإضافة إلى ذلك، أجريت دراسة معمقة لنظام الشد المسبق وحساب الفواقد المرتبطة به. تضمن هذه التحقيقات السلامة، والثبات، وملاءمة الجسر مع الخصائص الجغرافية والاقتصادية الخاصة بالموقع. وتجدر الإشارة إلى أن هذه الدراسة اقتصرَت على سطح الانشائي فقط، ولم تشمل التحليل الزلزالي لهذا الجزء من المنشأ.

الكلمات المفتاحية: سطح الانشائي - تصميم - تحديد الأبعاد - الكابولات المتدرجة - الشد المسبق - العوارض المسبقة الصنع - الحل المختلط - التحليل الإنشائي. MIDAS Civil - CSI Bridge -

Abstract

The present study focuses on the design and structural analysis of the deck of the V12 viaduct, located on the highway connector between the East–West Motorway and the city of Tizi Ouzou. This region is characterized by complex topography and is classified as a seismic zone 5 according to the 2024 Algerian Seismic Design Regulations (Règles Parasismiques Algériennes, RPA 2024).

To achieve an optimized structural solution, four design alternatives were evaluated. The adopted configuration is a hybrid structure combining a segment built using the balanced cantilever method with another composed of precast prestressed concrete beams.

The design and analysis were carried out using MIDAS Civil, which was used for 3D modeling of the entire viaduct, load definitions, and verification under ultimate and serviceability limit states. CSI Bridge was employed for local modeling and to validate results related to internal forces and deformations.

The project follows applicable codes and guidelines, including the Highway Bridge Design Code (Règlement de Calcul des Ponts Routiers, RCPR), recommendations from the Technical Studies Department for Roads and Highways (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, SETRA), and the Limit State Design Code for Reinforced Concrete Structures 1991, revised in 1999 (BAEL 91 modifié 99), along with RPA 2024.

Structural performance was assessed under both ultimate and serviceability limit states. Special attention was paid to the prestressing design, including tendon layout and loss calculations, to ensure the viaduct's safety, structural integrity, and long-term durability given the geographical and economic constraints of the site. It is important to note that the scope of this study is limited to the deck and does not include seismic analysis of this particular component.

Keywords : Tizi Ouzou – Deck – Design – Sizing – Cantilever – Prestressing – Precast Beams – Hybrid Solution – Structural Analysis – MIDAS Civil – CSI Bridge – RCPR – SETRA – BAEL.

Résumé

Cette étude porte sur la conception et le dimensionnement du tablier du viaduc V12, situé sur la pénétrante autoroutière reliant l'autoroute Est–Ouest à la ville de Tizi Ouzou. Cette région, à la topographie complexe, est classée en zone sismique 5 selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024).

Dans le but d'optimiser la conception du tablier, quatre variantes structurelles ont été analysées. La solution retenue est un système mixte, combinant une partie construite par la méthode des encorbellements successifs et une autre constituée de poutres préfabriquées en béton précontraint.

L'étude s'appuie sur les logiciels MIDAS Civil, utilisé pour la modélisation 3D complète de l'ouvrage, l'application des charges et la vérification aux états limites, et CSI Bridge, mobilisé pour la modélisation locale et la validation des efforts internes. Elle repose également sur plusieurs textes de référence, notamment le Règlement de Calcul des Ponts Routiers (RCPR), les recommandations du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), la norme Béton Armé aux États Limites 1991, modifiée en 1999 (BAEL 91 modifié 99), ainsi que les RPA 2024.

Les performances structurelles de l'ouvrage sont vérifiées aux états limites ultime et de service. Une attention particulière est accordée à l'étude de la précontrainte, notamment au tracé des câbles et au calcul des pertes, afin de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité du viaduc face aux contraintes géographiques et économiques du site. Il convient de souligner que cette étude se limite au tablier et n'intègre pas l'analyse sismique de cette partie de l'ouvrage.

Mots clés : Tizi Ouzou - Tablier – Conception – Dimensionnement – Encorbellement – Précontrainte – Poutres préfabriquées – Solution mixte – Analyse structurelle – MIDAS Civil – CSI Bridge – RCPR – SETRA – BAEL.

Remerciements

Nous remercions sincèrement Dieu Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté nécessaires pour entreprendre et mener à terme ce mémoire.

Ce travail n'aurait pu aboutir sans l'aide et l'encadrement exceptionnel de Madame Nadjia Baouche. Nous la remercions chaleureusement pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité constante tout au long de cette préparation.

Nos remerciements s'adressent également à Mademoiselle Zohra Belaidi, ingénieure au sein de l'entreprise OZGÜN, pour son aide précieuse, son soutien moral et ses encouragements tout au long de nos recherches.

Nous exprimons notre gratitude à l'ensemble de nos professeurs pour leur générosité et leur grande patience, dont ils ont fait preuve malgré leurs lourdes charges académiques et professionnelles.

Nous remercions aussi les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et pour le temps consacré à son évaluation.

Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles pour leur soutien indéfectible, ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, dans la réalisation de ce projet.

M. KHENFOUS Akram Abderaouf & M. BOUDJERDA Anis

Dédicace

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues heures d'effort et de persévérance, à toutes les personnes qui ont marqué mon parcours par leur soutien et leur présence.

À celle dont l'amour est inconditionnel, qui a toujours su m'encourager, me consoler, et prier pour moi dans le silence : **ma mère, Khenfous Djebari Bahria.**
Que Dieu te protège et te récompense pour tout ce que tu as fait pour moi.

À mon pilier, mon exemple de sagesse et de droiture, celui qui m'a toujours guidé avec bienveillance et fermeté :
mon père, KHENFOUS Mouldi.

À mes deux sœurs **Camelia et Khadidja**, pour la chaleur qu'elles apportent à notre vie.

À tous mes oncles et mes tantes qui m'ont soutenu avec affection durant tout mon parcours.

À mes amis de l'ENP, en particulier : **Moncef, Iliès, Yacine et Mohamed**, avec qui j'ai partagé bien plus que des études.

À toutes les personnes qui m'ont aidé, conseillé, ou simplement cru en moi, de près ou de loin.

Enfin, à mon coéquipier et à mon frère **Boudjerda Anis**, et à toute sa famille.

M. KHENFOUS Akram

Dédicace

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour :

À celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour inépuisable, à la mère des sentiments qui m'a bénie par ses prières, **ma mère, BOUDJERDA Rachida**.

À mon support dans la vie, qui m'a appris, m'a soutenu et m'a dirigé vers la gloire, **mon père, BOUDJERDA Benalia**.

À la famille de ma sœur **Racha** , à son cher époux **Omar**, et à leur petit ange **Ghaith**, qui ont apporté chaleur et amour à notre vie.

À mon frère, mon bras droit **Raouf**, et à mes sources de bonheur, mes chères sœurs **Hiba** et **Amel**.

À mes oncles et mes tantes qui m'ont toujours soutenu durant mon parcours.

À tous mes amis de l'ENP, spécialement : **MONCEF, ILIES, YACINE, MOHAMED**.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

À mon très cher co-équipier **KHENFOUS Akram Abderaouf** et à toute sa famille.

M. BOUDJERDA Anis

Table des matières

Liste des tableaux

Table des figures

1	INTRODUCTION	24
1.1	Introduction	25
1.2	Structure du mémoire	25
1.3	Problématique	26
1.4	limitations	26
1.5	Conclusion	26
2	PRESENTATION DU PROJET	27
2.1	Introduction	28
2.2	Présentation de l'ouvrage	28
2.2.1	Objectif du projet	28
2.3	Données du projet	28
2.3.1	Données fonctionnelles	28
2.3.1.1	Tracé en plan	29
2.3.1.2	Profil en long	29
2.3.1.3	Profil en travers	30
2.3.2	Données naturelles	30
2.3.2.1	La topographie	30
2.3.2.2	La température	31
2.3.2.3	Le vent	31
2.4	Conclusion	31

3	CONCEPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE	32
3.1	Choix des variantes	33
3.1.1	Variante 1 : Pont mixte acier-béton	33
3.1.2	Variante 2 : Pont en encorbellement successif	34
3.1.3	Variante 3 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint	35
3.1.4	Variante 4 : Pont mixte (poutres préfabriquées + encorbellement)	35
3.2	Choix de la solution retenue	36
4	Caractéristiques des matériaux	37
4.1	Béton	38
4.1.1	Densité	38
4.1.2	Résistance à la compression	38
4.1.2.1	Détermination de f_{cj}	38
4.1.2.2	Contraintes de compression admissibles	38
4.1.3	Module de déformation longitudinale	39
4.1.4	Module de cisaillement (transversal) :	40
4.1.5	Résistance à la traction :	40
4.2	Aciers	40
4.2.1	Aciers passifs (Fe E400)	40
4.2.1.1	Limite élastique	40
4.2.1.2	Coefficient de sécurité ELU	41
4.2.1.3	Module d'élasticité longitudinale de l'acier	41
4.2.2	Aciers actifs	41
4.2.2.1	Limite élastique	41
4.2.2.2	Module de Young	41
4.2.2.3	Caractéristiques géométriques des câbles (selon FREYSSINET)	41
4.2.2.4	Forces garanties de l'acier de précontrainte	42
4.2.2.5	Tension initiale maximale admissible	42
5	PRÉ-DIMENSIONNEMENT	43
5.1	Pré-dimensionnement de la partie en encorbellement successif	44
5.1.1	Distribution des travées	44

5.1.1.1	Besoin de symétrie	45
5.1.1.2	Conformité aux recommandations SETRA	45
5.1.2	Découpage de voussoirs	45
5.1.3	Ligne d'intrados	46
5.1.4	Pré-dimensionnement de la section transversale	46
5.1.4.1	Choix et forme du caisson	46
5.1.4.2	Épaisseur des âmes	47
5.1.4.3	Épaisseur du hourdis inférieur	48
5.1.4.4	Les goussets	48
5.1.4.5	Loi de variation parabolique	51
5.1.5	Caractéristiques géométriques	52
5.1.5.1	Section sur pile	53
5.1.5.2	Section sur culée	54
5.1.6	Variation de la hauteur du voussoir $h(x)$	55
5.1.7	Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$	56
5.1.8	Variation de la section $S(x)$	57
5.1.9	Variation de l'inertie $I(x)$	57
5.1.10	Variation des centres de gravité	58
5.1.11	Paramètres de toutes les travées	59
5.2	Pré-dimensionnement de la partie poutres préfabriquées	60
5.2.1	Constituants de la poutre	60
5.2.1.1	Hauteur de la poutre	60
5.2.1.2	Largeur de la table de compression	61
5.2.1.3	Épaisseur de l'âme	62
5.2.1.4	Talon	62
5.2.1.5	Épaisseur du talon	62
5.2.1.6	Espacement entre axes des poutres	62
5.2.1.7	Nombre des poutres	62
5.2.1.8	Gousset du talon	63
5.2.1.9	Gousset de la table de compression :	63
5.2.2	Hourdis	64

5.2.3	Longueur de la dalle	64
5.2.4	Largeur de la dalle	64
5.2.5	Épaisseur de la dalle	64
5.2.6	Caractéristiques géométriques de la poutre	65
5.2.6.1	Poutre sans hourdis	65
5.2.6.2	Poutre avec hourdis	66
5.3	Principales caractéristiques géométriques	66
5.4	Corniches	66
5.5	Garde-corps	67
5.6	Conclusion	67
6	CHARGES ET SURCHARGES	68
6.1	Introduction	69
6.1.1	Charges hors trafic	69
6.1.1.1	Charges permanentes (CP)	69
6.1.1.2	Charges complémentaires permanentes (Pcc)	70
6.1.1.3	Effet du vent	72
6.1.2	Charges dues au trafic	72
6.1.2.1	Classification du pont	72
6.1.2.2	Calcul des surcharges routières	72
6.1.2.2.1	Système de charges A :	72
6.1.2.2.2	Système de charges B	74
6.1.2.2.3	Efforts de freinage	79
6.1.2.2.4	Force centrifuge	80
6.1.2.2.5	Charge militaire Mc 120	81
6.1.2.2.6	Charges exceptionnelles	82
6.2	Calcul des efforts internes	83
6.2.1	Moments fléchissants longitudinaux	83
6.2.1.1	Moment fléchissant dû au poids propre	83
6.2.1.2	Système A	83
6.2.1.3	Système B_c	84

6.2.1.4	Système B_t	85
6.2.1.5	Système M_{c120}	85
6.2.1.6	Système E360	86
6.2.2	Calcul de l'Effort Tranchant	86
6.2.2.1	Effort tranchant dû au Poids Propre	86
6.2.2.2	Système A	87
6.2.2.3	Système B_c	87
6.2.2.4	Système B_t	88
6.2.2.5	Système M_{c120}	88
6.2.2.6	Système E360	89
6.2.3	Efforts Internes Maximaux par Poutre	90

7 ETUDE LONGITUDINALE DE LA PARTIE ENCORBELLEMENT SUCCESSIF ET MODELISATION 91

7.1	Logiciel de calcul (Partie encorbellement successif)	92
7.1.1	MIDAS Civil	92
7.1.2	Modèle de structure	92
7.1.2.1	Modélisation de la structure et définition des éléments	92
7.1.2.2	Introduction des charges dans le modèle numérique	93
7.1.2.3	Poids propre et poids de superstructure	93
7.1.2.4	Charges mobiles	94
7.1.2.5	Comportement Structurel : Résultats et Analyse	95
7.1.2.6	Courbe enveloppe de l'effort tranchant max en KN	96
7.1.2.7	Courbe enveloppe du moment en KN*m	96

8 ÉTUDE LONGITUDINALE DE LA PARTIE EN POUTRES PRÉFABRIQUÉES ET MODÉLISATION 97

8.1	Modélisation du tablier	98
8.2	Charges permanentes	98
8.3	Surcharges d'exploitation	100
8.4	Combinaisons de charges et résultats graphiques	102
8.4.1	Combinaisons à l'état limite de service (ELS)	102

8.4.2	Combinaisons à l'Etat Limite Ultime (ELU)	102
8.5	Conclusion	103
9	ETUDE DE LA STABILITÉ DU FLÉAU	104
9.1	Étude stabilité en phase de construction	105
9.2	Efforts de flexion longitudinale en phase de construction	105
9.3	Application des combinaisons en phase temporaire	106
9.4	Application des combinaisons accidentelles en phase de construction	108
9.5	Résultats de contraintes dans le fléau en phase de construction	108
9.5.1	Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)(N/mm ²)	109
9.5.2	Combinaisons accidentelles de construction (Type B)(N/mm ²)	109
9.6	Vérification des contraintes en phase de construction	109
10	ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ	111
10.1	Étude de la précontrainte de la partie en poutres préfabriquées	112
10.1.1	Introduction	112
10.1.2	Étapes de réalisation de la précontrainte post-tensionnée	112
10.1.3	Dimensionnement de la précontrainte	112
10.1.4	Caractéristiques géométriques des éléments porteurs	113
10.1.5	Hypothèses de calcul et détermination de l'effort de précontrainte	114
10.1.6	Détermination du nombre de câbles nécessaires	115
10.1.6.1	Tracé des câbles : Disposition à l'about de la poutre	115
10.1.6.2	Position des câbles à mi-travée	116
10.1.6.3	Détermination de l'angle de relevage	117
10.1.6.4	Tracé individuel des câbles	118
10.2	Calcul des pertes	119
10.2.1	Pertes instantanées	120
10.2.1.1	Pertes dues au frottement	120
10.2.1.2	Pertes de tension par glissement d'ancrage	120
10.2.1.3	Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	121
10.2.2	Pertes différées	123
10.2.2.1	Pertes dues au retrait du béton	123

10.2.2.2	Pertes par relaxation des aciers	123
10.2.2.3	Pertes par fluage	124
10.2.2.4	Pertes différées totales	125
10.2.2.5	Pertes totales	125
10.3	Étude de la précontrainte de la partie en encorbellement successif	126
10.3.1	Disposition de la précontrainte longitudinale	126
10.3.2	Câbles de fléau	126
10.3.3	Câbles de continuité	126
10.3.4	Détermination de la précontrainte du fléau	126
10.3.5	Détermination du nombre de câbles du fléau	127
10.3.6	Répartition des câbles dans chaque voussoir	129
10.3.7	Étude du tracé des câbles en élévation	130
10.3.8	Paramètres du tracé parabolique	131
10.3.9	Rayon de courbure	131
10.3.10	Inclinaison des câbles	131
10.3.11	Étude du tracé des câbles en plan	133
10.4	Calcul des pertes de tension	137
10.4.1	pertes instantanées	137
10.4.1.1	Pertes dues au frottement	137
10.4.1.2	pertes dues au recul d'ancrage	139
10.4.1.3	Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	141
10.4.1.4	Total des pertes de précontrainte instantanées	143
10.4.2	Pertes différées	144
10.4.2.1	Pertes dues au retrait du béton	144
10.4.2.2	Pertes dues au fluage du béton	144
10.4.2.3	Pertes dues à la relaxation de l'acier de précontrainte	146
10.4.2.4	Conclusion sur les pertes différées	147
10.5	Vérification des contraintes	148
10.6	Étude de la précontrainte de continuité	150
10.6.1	Détermination de la précontrainte de continuité	150
10.6.2	Détermination du nombre de câbles de continuités	151

10.6.3	Vérification des contraintes en phase de service	153
11	CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES	156
11.1	Vérification des contraintes normales à l'ELS	157
11.2	Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS	160
11.3	Ferraillage de la poutre	161
11.3.1	Armatures longitudinales de peau	161
11.3.2	Armatures longitudinales dans les zones tendues	162
11.3.3	Armatures transversales de peau	162
11.3.4	Armatures passives transversales	162
11.3.5	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	163
12	ÉTUDE DU HOURDIS ET DE L'ENTRETOISE	165
12.1	Calcul du hourdis	166
12.1.1	Étude de la flexion longitudinale	166
12.1.2	Étude de la flexion transversale	167
12.2	Calcul de l'entretoise	168
13	ÉQUIPEMENTS DU TABLIER	171
13.1	Introduction	172
13.2	Partie en encorbellements Successifs	172
13.2.1	Appareils d'Appui	172
13.2.1.1	Dimensionnement de l'Appareil d'Appui	172
13.2.1.2	Hauteur nette de l'élastomère fretté (Fig 13.3) :	174
13.2.1.3	Vérifications de dimensionnement	174
13.2.2	Dés d'Appuis	176
13.3	Partie en Poutres Préfabriquées	177
13.3.1	Appareils d'Appui	178
13.3.1.1	Vérifications du dimensionnement	178
13.3.2	Dés d'Appuis	178
	CONCLUSION GÉNÉRALE	180

Bibliographie	183
ANNEXE	184

Liste des tableaux

5.1	Récapitulation du découpage des voussoirs	46
5.2	Dimensions et dispositions géométriques du voussoir	50
5.3	Caractéristiques géométriques des sections	52
5.4	Récapitulation des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	54
5.5	Récapitulation des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée	55
5.6	Caractéristiques géométriques et mécaniques	59
5.7	Caractéristiques géométriques des éléments de la poutre (sans hourdis)	66
5.8	Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis	67
5.9	Caractéristiques géométriques de la poutre	67
6.1	Poids propres	70
6.2	Charges complémentaires permanentes	71
6.3	Coefficient a_1 selon la classe du pont et le nombre de voies	73
6.4	Calcul de $A_2(L)$ pour différentes configurations	73
6.5	Charges linéaires en kN/m pour 3 voies chargées	74
6.6	Coefficients b_c selon la classe du pont et le nombre de voies chargées	75
6.7	Calcul des charges du système B_c ajustées par b_c	76
6.8	Coefficients b_t selon la classe du pont	77
6.9	Charges B_t ajustées par le coefficient b_t	77
6.10	Majorations dynamiques sur la première travée	78
6.11	Majorations dynamiques sur la troisième travée	78
6.12	Majorations dynamiques sur les travées 3 et 4	79
6.13	Majorations dynamiques sur la troisième travée	79
6.14	Majorations dynamiques sur les travées 3 et 4	79
6.15	Efforts de freinage dus aux charges du système A	80

6.16 Effets de la charge militaire Mc 120	81
6.17 Calcul du moment maximal sous le convoi B_c	84
6.18 Calcul de l'effort tranchant à la section $x = 24.0$ m pour le système B_c	88
6.19 Moments fléchissants et efforts tranchants maximaux par poutre	90
8.1 Charges permanentes prises en compte	99
8.2 Surcharges d'exploitation modélisées	101
8.3 Résultats des combinaisons à l'ELS	102
8.4 Résultats des combinaisons ELU	103
10.1 Résumé des moments et efforts tranchants extrêmes	113
10.2 Caractéristiques géométriques des poutres	113
10.3 Disposition verticale des câbles à l'about	115
10.4 Angles adoptés pour chaque câble	118
10.5 Pertes de contrainte $\Delta\sigma_f$ selon la position x et l'angle de déviation α	120
10.6 Valeurs de λ pour chaque câble	121
10.7 Pertes de tension dues au recul d'ancrage en fonction de la position x	121
10.8 Valeurs de la force P selon la position et les pertes précédentes	122
10.9 Valeurs des excentricités e des câbles selon les positions	122
10.10 Moment fléchissant $M(x)$ selon la position	122
10.11 Pertes par raccourcissement élastique du béton	123
10.12 Pertes totales dues aux phénomènes instantanés	123
10.13 Pertes de tension par relaxation des aciers	124
10.14 Pertes de tension dues au fluage du béton.	125
10.15 Pertes différées totales.	125
10.16 Pertes totales de tension et pourcentage par rapport à la contrainte initiale.	125
10.17 Répartition des efforts de précontrainte et du nombre de câbles par voussoir	129
10.18 Répartition des câbles arrêtés et arrêtés par âmes par voussoir	129
10.19 Caractéristiques géométriques et angulaires du tracé des câbles	134
10.21 Tracé de câbles en plan	136
10.22 Résultats des pertes dues au frottement de chaque câble	139
10.23 Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble	141

10.24	Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	143
10.25	Résultats Pertes dues au fluage du béton	145
10.26	Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier	147
10.27	Vérification des contraintes en construction	150
10.28	Répartition des efforts de précontrainte et du nombre de câbles par voussoir . .	151
10.29	Contraintes instantanées et différées des câbles par voussoir	153
10.30	Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et Mmax	155
11.1	Caractéristiques géométriques – Poutre seule (gauche) et Poutre + Dalle (droite)	157
11.2	Vérification des contraintes normales aux différentes phases à l'ELS	160
11.3	Résumé de la vérification des contraintes tangentielles à l'ELS	161
13.1	Résumé du ferrailage des dés d'appuis	176
13.2	Ferrailage choisi pour les dés d'appuis	179

Table des figures

1.1	Pont en phase de construction et l'oued a franchir (prise le 27-02-2025)	26
2.1	Implantation du projet (Google maps)	28
2.2	Tracé en plan de la voie portée	29
2.3	Profil en long de la voie portée	29
2.4	Profil en travers	30
3.1	Exemple d'un pont mixte acier-beton	33
3.2	Exemple d'un pont construit en encorbellement successif	34
3.3	Exemple d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint	35
3.4	Exemple d'un pont mixte (poutres préfabriquées + encorbellement)	36
4.1	Diagramme contrainte/fc _j - déformation du béton a l'ELS	39
5.1	Coupe longitudinale du viaduc v12	44
5.2	Coupe longitudinale de la partie en encorbellement successif	45
5.3	Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes	47
5.4	Coupe transversale du voussoir	47
5.5	Section transversal du voussoir sur pile	51
5.6	Section du voussoir sur la culée	52
5.7	Coupe descriptive transversale du voussoir sur pile	53
5.8	Coupe transversale du voussoir sur culée	54
5.9	Variation de la hauteur de la travée de rive.	56
5.10	Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive	56
5.11	Variation de la section de la travée de rive	57
5.12	Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive	58
5.13	Nombre de voussoirs dans les deux travées	59

5.14	Coupe transversale de la poutre	60
5.15	Hauteur de la poutre et du hourdis	61
5.16	Gousset du talon	63
5.17	Gousset de la table de compression	63
5.18	Hourdis général	64
5.19	Coupe transversale de la poutre sans hourdis	65
5.20	Coupe transversale : Détail de la poutre sans hourdis	65
5.21	Coupe transversale : Détail de la poutre avec hourdis	66
6.1	Section du tablier de la partie en poutres préfabriquées	70
6.2	Système Bc	75
6.3	Système Br	76
6.4	Système Bt	77
6.5	Système Mc 120	81
6.6	Système E 360	82
6.7	Poutre sous la charge du poids propre.	83
6.8	Poutre sous la charge du système A.	83
6.9	Poutre sous la charge du système B_c	84
6.10	Poutre sous la charge du système B_t	85
6.11	Poutre sous la charge du système M_{c120}	85
6.12	Poutre sous la charge du système E360.	86
6.13	Poutre sous la charge du poids propre.	86
6.14	Poutre sous la charge du système A.	87
6.15	Poutre sous la charge du système B_c (pour l'effort tranchant).	87
6.16	Poutre sous la charge du système B_t (pour l'effort tranchant).	88
6.17	Poutre sous la charge du système M_{c120}	89
6.18	Poutre sous la charge du système E360.	89
7.1	Vue décalée du modèle de calcul de la structure	93
7.2	Distribution du poids des voussoirs sur le modèle	93
7.3	Modélisation des charges complémentaires	94
7.4	Modélisation de la charge du convoi E360	94

7.5	Courbe enveloppe du moument (Convoi type E360 (KN*m)	95
7.6	Courbe enveloppe du moument (Convoi Militaire Mc120 (kN*m)	95
7.7	Courbe enveloppe de l'effort tranchant (Combinaisons 1,35G + 1,35 E360) . . .	96
7.8	Courbe enveloppe du moment (Combinaisons 1,35G + 1,35 E360)	96
8.1	Modélisation du tablier	99
8.2	Modélisation des voies	99
8.3	Modélisation des charges de la dalle	99
8.4	Modélisation des équipements latéraux (bordures, corniches, garde-corps)	99
8.5	Modelisation du pavage routier	100
8.6	Moment fléchissant maximal sous l'effet du poids propre	100
8.7	Effort tranchant maximal sous l'effet du poids propre	100
8.8	Modélisation du système A	101
8.9	Système Bc à mi-travée (calcul des moments fléchissants)	101
8.10	Système Bc sur appui (calcul des efforts tranchants)	101
8.11	Système Mc120 à mi-travée (calcul des moments fléchissants)	101
8.12	Système Mc120 sur appui (calcul des efforts tranchants)	101
8.13	Système E360 à mi-travée (calcul des moments fléchissants)	101
8.14	Système E360 sur appui (calcul des efforts tranchants)	102
9.1	Vue en long du modèle de calcul de la structure	105
9.2	Représentation des charges agissant sur le fléau durant l'exécution	106
9.3	Repartition des charges sur le modele	107
9.4	Combinaisons en situation temporaire	107
9.5	Combinaisons accidentelles	108
9.6	Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)(N/mm ²)	109
9.7	Combinaisons accidentelles de construction (Type B)(N/mm ²)	109
10.1	Disposition des cables dans la section d'about	116
10.2	Disposition des câbles à mi-travée	116
10.3	Disposition des câbles à mi-travée	119
10.4	Disposition des câbles dans le gausset supérieur	130

10.5	Tracé d'un câble en élévation	132
10.6	Tracé des câbles en élévation	133
10.7	Tracé en plan d'un câble du fléau	137
10.8	Diagramme des tensions avant et après recul à l'ancrage	140
10.9	Diagramme des contraintes	149
10.10	Disposition des câbles dans le gousset	152
10.11	Tracé des câbles de continuité en élévation	152
11.1	Ferraillage de la poutre	164
12.1	Diagramme des moments de la dalle à l'ELS pour la combinaison G+E360 . . .	166
12.2	Ferraillage du hourdis	167
12.3	L'entretoise	168
12.4	Diagramme des moments de l'entretoise à l'ELU pour la combinaison 1.35G+1.35E360	168
12.5	Diagramme des efforts tranchants de l'entretoise à l'ELU pour la combinaison 1.35G+1.35E360	169
12.6	Ferraillage de l'entretoise	170
13.1	Détails géométriques d'un appareil d'appui en élastomère fretté	173
13.2	Effort tranchant maximal de la partie en encorbellement successif	173
13.3	Dimensions de l'appareil d'appui utilisé	175
13.4	Schéma du ferraillage du dé d'appui de la partie en encorbellement successif . .	177
13.5	Graphe de l'effort tranchant de la combinaison 1.35G+1.35E360 appliqué sur le tablier	177
13.6	Schéma du ferraillage du dé d'appui de la partie en poutres préfabriquées	179
13.7	Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 A(L)	184
13.8	Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 A(L)	184
13.9	Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 Bc	185
13.10	Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 Bc	185
13.11	Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 Mc120	186
13.12	Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 Mc120	186
13.13	Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 E360	187
13.14	Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 E360	187

13.15	Moment fléchissant maximal – ELS : G + 1,2 A(L)	188
13.16	Effort tranchant maximal – ELS : G + 1,2 A(L)	188
13.17	Moment fléchissant maximal – ELS : G + 1,2 Bc	189
13.18	Effort tranchant maximal – ELS : G + 1,2 Bc	189
13.19	Moment fléchissant maximal – ELS : G + Mc120	190
13.20	Effort tranchant maximal – ELS : G + Mc120	190
13.21	Moment fléchissant maximal – ELS : G + E360	191
13.22	Effort tranchant maximal – ELS : G + E360	191

Chapitre 1

INTRODUCTION



1.1 Introduction

Les ouvrages d'art sont essentiels pour le développement des infrastructures de transport. Ils permettent de franchir des obstacles naturels ou artificiels tout en assurant la continuité des voies de circulation. Leur conception fait appel à plusieurs disciplines, combinant performance structurelle, sécurité, durabilité et intégration dans le paysage.

En Algérie, les grands projets autoroutiers comme la liaison Est-Ouest et ses pénétrantes régionales visent à améliorer l'accessibilité des territoires, à mieux connecter les régions de l'intérieur et à soutenir le développement économique national. La pénétrante autoroutière de Tizi Ouzou s'inscrit pleinement dans cette dynamique, en reliant la Kabylie au réseau structurant du pays.

Le viaduc V12, situé près de la commune de Draâ El Mizan, est l'un des ouvrages clés de ce tracé. Il doit relever plusieurs défis techniques : terrain accidenté, zone sismique active, et intégration paysagère. Sa construction est un enjeu majeur pour finaliser ce maillon stratégique du réseau.

Ce mémoire s'intéresse à la conception et au dimensionnement du tablier de ce viaduc. L'objectif est de proposer une solution structurelle adaptée, en s'appuyant sur des méthodes de construction efficaces et en respectant les normes en vigueur, tout en garantissant sécurité et durabilité.

1.2 Structure du mémoire

Ce mémoire est organisé en treize chapitres, couvrant de manière progressive et exhaustive l'ensemble des aspects du projet.

Après une introduction générale Chapitre 1, le Chapitre 2 présente le contexte du projet ainsi que les données fonctionnelles et naturelles du site.

Le Chapitre 3 est dédié à la conception générale de l'ouvrage, incluant l'analyse des différentes variantes et la justification du choix final.

Les Chapitres 4 et 5 détaillent respectivement les matériaux employés et le prédimensionnement des éléments structuraux, en définissant les caractéristiques géométriques des voussoirs, poutres et dalles.

Les Chapitres 6 à 8 se concentrent sur l'étude des charges et la modélisation numérique, avec une analyse approfondie des sollicitations et des résultats obtenus via MIDAS Civil et CSI Bridge.

Les Chapitres 9 et 10 traitent des aspects cruciaux : la stabilité du fléau durant la phase de construction et l'étude de la précontrainte, incluant le calcul des pertes et la vérification des contraintes.

Le Chapitre 11 est dédié au calcul justificatif des poutres, où les contraintes obtenues avec la combinaison la plus défavorable sont vérifiées par rapport aux contraintes limites.

Le Chapitre 12 présente l'étude du hourdis et de l'entretoise.

Enfin, le Chapitre 13 est consacré aux équipements du tablier, notamment les appareils d'appui et leur dimensionnement.

1.3 Problématique

Le franchissement d'un oued encaissé entre deux collines, sur une longueur d'environ 210 mètres, représente un enjeu majeur pour assurer la continuité de la pénétrante autoroutière de Tizi Ouzou, notamment dans la région de Draâ El Mizan. Ce contexte impose de concevoir un ouvrage capable de s'adapter à une topographie difficile, à un environnement sismique actif et aux exigences de sécurité et de durabilité. La figure 1.1, illustre l'emplacement de l'oued à franchir, situé entre deux collines dans la zone du projet.



FIGURE 1.1 – Pont en phase de construction et l'oued à franchir (prise le 27-02-2025)

1.4 limitations

Il est important de souligner les principales limites de cette étude, afin d'en circonscrire la portée. En effet, les éléments d'infrastructure de l'ouvrage, à savoir les piles et les fondations, n'ont pas fait l'objet d'une étude détaillée dans le cadre de ce travail. De plus, l'analyse de la réponse sismique du tablier, pourtant situé en zone 5 selon le RPA 2024, n'a pas été incluse dans cette étude. L'étude se concentrant essentiellement sur la conception et le dimensionnement du tablier du V12. Ces parties non traitées pourraient faire l'objet de futurs projets de fin d'études.

1.5 Conclusion

Le viaduc V12 répond à un besoin réel de franchissement dans un site contraignant, entre deux collines. Ce travail a pour but de concevoir et de dimensionner son tablier en tenant compte des contraintes du terrain, des normes en vigueur et des exigences de sécurité. Les chapitres suivants présenteront le projet, les choix techniques, les calculs réalisés et les vérifications associées.

Chapitre 2

PRESENTATION DU PROJET



2.1 Introduction

Ce chapitre présente le viaduc V12, situé sur la pénétrante de Tizi Ouzou près de Draâ El Mizan. L'ouvrage permet de franchir un oued entre deux collines sur environ 210 mètres. Les principales caractéristiques du site et du projet dans sa globalité sont exposées en détail dans ce chapitre pour mieux comprendre les choix techniques adoptés.

2.2 Présentation de l'ouvrage

2.2.1 Objectif du projet

Notre projet de fin d'études vise à concevoir et étudier un viaduc qui servira de point de passage pour une vallée située entre le PK 22+767,650 et le PK 22+978,223 d'une longueur de 210,57 m. Ce viaduc fait partie intégrante de la Pénétrante de Tizi-Ouzou (Fig 2.1), reliant cette dernière à l'Autoroute Est-Ouest.



FIGURE 2.1 – Implantation du projet (Google maps)

2.3 Données du projet

2.3.1 Données fonctionnelles

Ces données regroupent les caractéristiques nécessaires pour que le pont remplisse sa fonction de franchissement dès sa mise en service. Elles concernent principalement la voie portée, à savoir le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

2.3.1.1 Tracé en plan

L'ouvrage est un pont incliné d'une longueur entraxe de 210,57 m et une largeur de 13,88 m pour chaque côté (Fig 2.2)

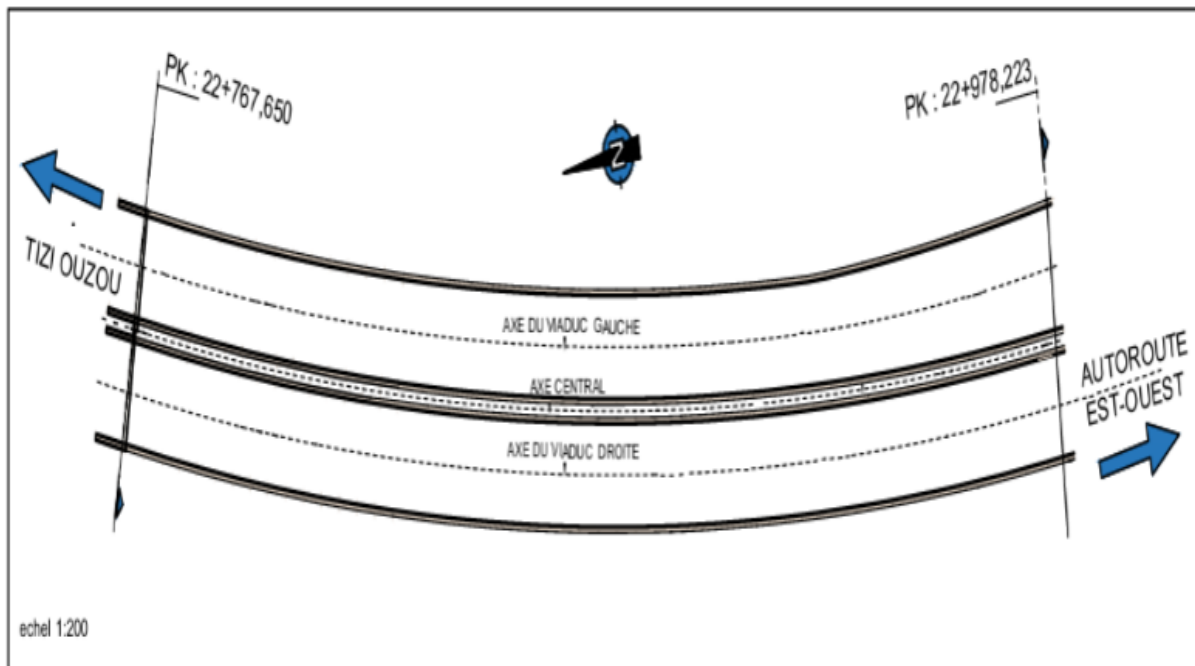


FIGURE 2.2 – Tracé en plan de la voie portée

2.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes (Fig 2.3) :

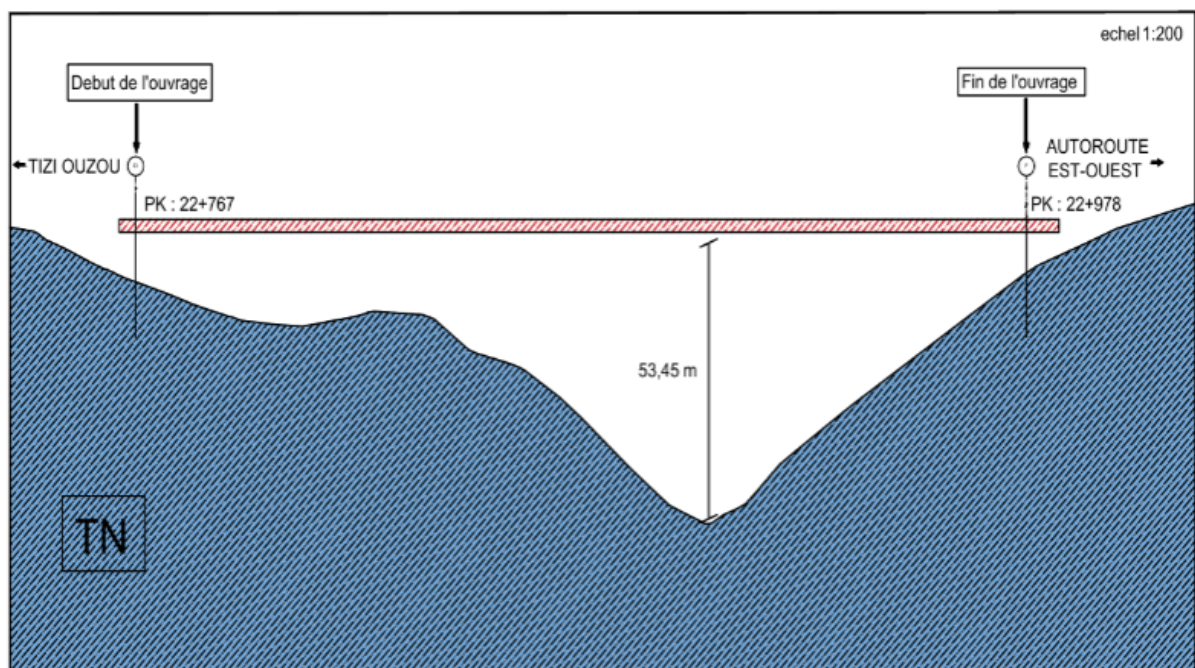


FIGURE 2.3 – Profil en long de la voie portée

2.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par (Fig 2.4) :

- Largeur de la chaussée : 13.88 m
- Largeur roulable : 12.5 m
- Largeur chargeable : 11.50 m
- Nombre de voies de circulation : 3 voies
- Largeur d'une voie = 3.83 m
- Dévers : en toit $P=2.7\%$
- Deux barrières de 0.65m

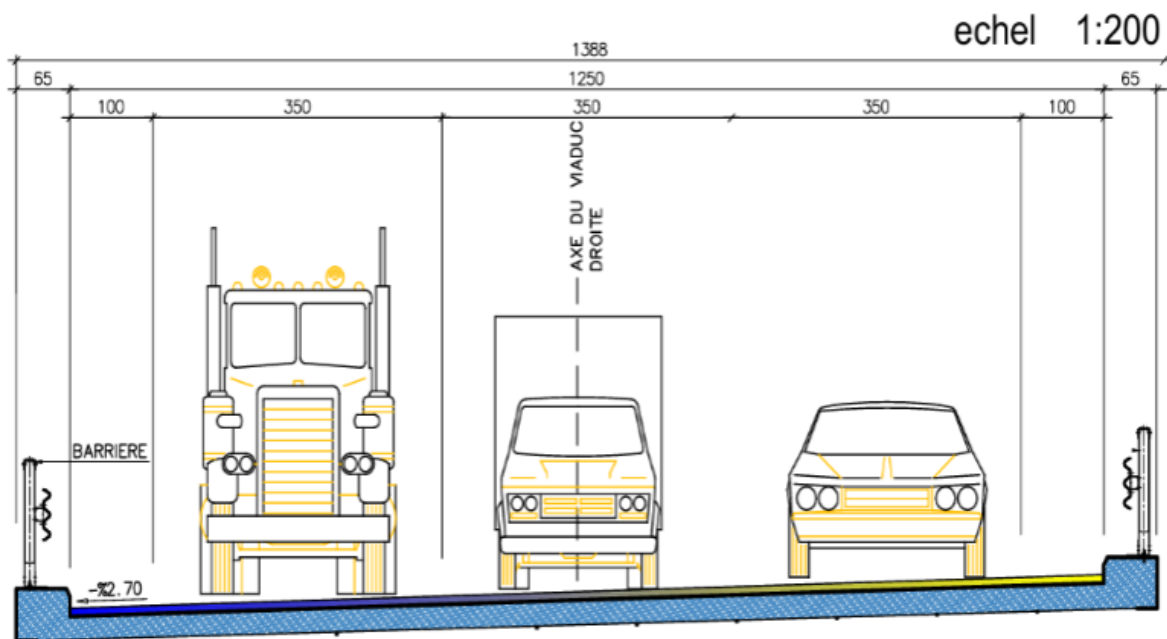


FIGURE 2.4 – Profil en travers

2.3.2 Données naturelles

Les données naturelles regroupent les éléments de l'environnement qui influencent directement la conception du pont. Dans notre cas, trois aspects sont particulièrement déterminants : la topographie du site, les conditions climatiques, notamment la température, et l'action du vent.

2.3.2.1 La topographie

Le site présente un relief marqué, avec un oued à franchir et une large distance entre deux collines. Cela nécessite des portées importantes et des piles hautes, comme le montre le profil en long de la voie portée illustré précédemment.

2.3.2.2 La température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet essentiellement, au niveau des appareils d'appui.

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

2.3.2.3 Le vent

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

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

2.4 Conclusion

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, D'où la necessité de bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

Chapitre 3

CONCEPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE



3.1 Choix des variantes

Dans le cadre de la conception de notre pont, nous avons envisagées plusieurs solutions, en tenant compte des contraintes du site, des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, ainsi que des méthodes de construction disponibles localement.

Quatre variantes sont étudiées, chacune correspondant à un mode constructif différent[3][4][5].

3.1.1 Variante 1 : Pont mixte acier-béton

Cette solution consiste à utiliser des poutres métalliques (profil I ou caisson) associées à une dalle en béton armé coulée en place. Les poutres sont préfabriquées en atelier, posées sur les appuis définitifs, puis rendues solidaires à la dalle par des goujons d'ancrage(Fig 3.1).



FIGURE 3.1 – Exemple d'un pont mixte acier-beton

Avantages

- Grands franchissements possibles sans appuis intermédiaires .
- Réduction du poids propre par rapport au béton .
- Bonne résistance en flexion grâce à la complémentarité des matériaux.

Inconvénients

- Coût élevé de la structure métallique .
- Sensibilité à la corrosion .
- Exécution délicate nécessitant un personnel spécialisé.

3.1.2 Variante 2 : Pont en encorbellement successif

Cette méthode repose sur le coulage de voussoirs en béton précontraint directement sur chantier, à l'aide de coffrages mobiles suspendus (Fig 3.2). La construction se fait de façon symétrique à partir des piles centrales, avec mise en tension progressive des câbles de précontrainte[7].



FIGURE 3.2 – Exemple d'un pont construit en encorbellement successif

Avantages

- Adaptée aux grandes portées .
- Idéale pour franchir un oued sans impact sur son lit .
- Bonne rigidité du caisson.

Inconvénients

- Durée d'exécution importante .
- Nécessite un matériel spécifique .
- Main-d'œuvre qualifiée indispensable.

3.1.3 Variante 3 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint

Cette solution consiste à poser des poutres préfabriquées (Fig 3.3°) sur appuis, puis à couler une dalle de compression en place. La précontrainte est réalisée soit par pré-tension en usine, soit par post-tension sur chantier, selon le procédé choisi.



FIGURE 3.3 – Exemple d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint

Avantages

- Rapidité d'exécution .
- Qualité maîtrisée en usine .
- Technique bien maîtrisée localement.

Inconvénients

- Portée limitée .
- Nécessite plusieurs appuis intermédiaires .
- Transport des poutres parfois contraignant.

3.1.4 Variante 4 : Pont mixte (poutres préfabriquées + encorbellement)

Cette variante combine deux modes constructifs :

- Poutres préfabriquées sur les travées accessibles .

- Encorbellement successif sur la zone de franchissement de l'oued.

Les deux parties sont reliées par une zone de transition traitée de manière à assurer la continuité structurelle (Fig 3.4).



FIGURE 3.4 – Exemple d'un pont mixte (poutres préfabriquées + encorbellement)

Avantages :

- Adaptée à la topographie du site .
- Permet de limiter les appuis dans l'oued .
- Bon compromis entre rapidité et performance structurelle .
- Optimisation des quantités de béton grâce aux voussoirs à hauteur variable.

Inconvénients

- Risque de désalignement ou de défauts au niveau de la connexion si l'exécution manque de précision.
- Nécessite des équipements de chantier adaptés à deux méthodes différentes.

3.2 Choix de la solution retenue

La quatrième variante a été retenue comme solution finale. Elle permet de répondre aux exigences techniques du projet tout en s'adaptant aux contraintes du terrain, notamment la nécessité de franchir un oued en ayant un minimum d'appuis intermédiaires.

L'association des deux méthodes de construction permet d'optimiser les délais et les coûts, tout en garantissant de bonnes performances structurelles.

Chapitre 4

Caractéristiques des matériaux



4.1 Béton

4.1.1 Densité

La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

4.1.2 Résistance à la compression

Dans la pratique, la résistance du béton est définie par sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28} et exprimée en MPa. Elle est mesurée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (200cm^2 de section, hauteur égale à deux fois le diamètre) ou cubiques (généralement de 15cm de côté).

Cette résistance évolue avec le temps. Le règlement BAEL propose une loi pour estimer la résistance à j jours, notée f_{cj} , en fonction de l'âge j comme suit :

4.1.2.1 Détermination de f_{cj}

La résistance du béton à un âge j jours est donnée par :

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ pour les poutres préfabriquées et les voussoirs ; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour le hourdis et les entretoises.

4.1.2.2 Contraintes de compression admissibles

- **État Limite Ultime (ELU) :**

La contrainte de compression admissible à l'ELU est donnée par :

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

Prenons l'exemple d'un béton de classe C40/50, soit $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$, à un âge $j = 28$ jours. Puisque $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$, on a :

$$f_{cj} = \left(\frac{4,76 + 0,83 \times 28}{28} \right) \times 40 = \left(\frac{4,76 + 23,24}{28} \right) \times 40 = \left(\frac{28}{28} \right) \times 40 = 40 \text{ MPa}$$

Cas d'une situation durable ($\gamma_b = 1,5$), et une action de durée longue ($\theta = 1$), on a :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5} = \frac{34}{1,5} = 22,67 \text{ MPa}$$

Cas d'une situation accidentelle ($\gamma_b = 1,15$), et une action brève ($\theta = 0,85$), on a :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{0,85 \times 1,15} = \frac{34}{0,9775} \approx 34,78 \text{ MPa}$$

Récapitulatif des coefficients :

- $\gamma_b = 1,5$: situation durable ou transitoire
- $\gamma_b = 1,15$: situation accidentelle
- $\theta = 1$: durée d'action > 24h
- $\theta = 0,9$: durée d'action entre 1h et 24h
- $\theta = 0,85$: durée d'action < 1h

- État Limite de Service (ELS) :

La contrainte admissible à l'ELS dépend directement de la classe du béton et se détermine selon des limites fixées par la norme (généralement autour de $0,6 f_{cj}$), mais elle est traitée dans une section distincte dédiée à la vérification en service.

$$\sigma_b = 0,6 * f_{28}$$

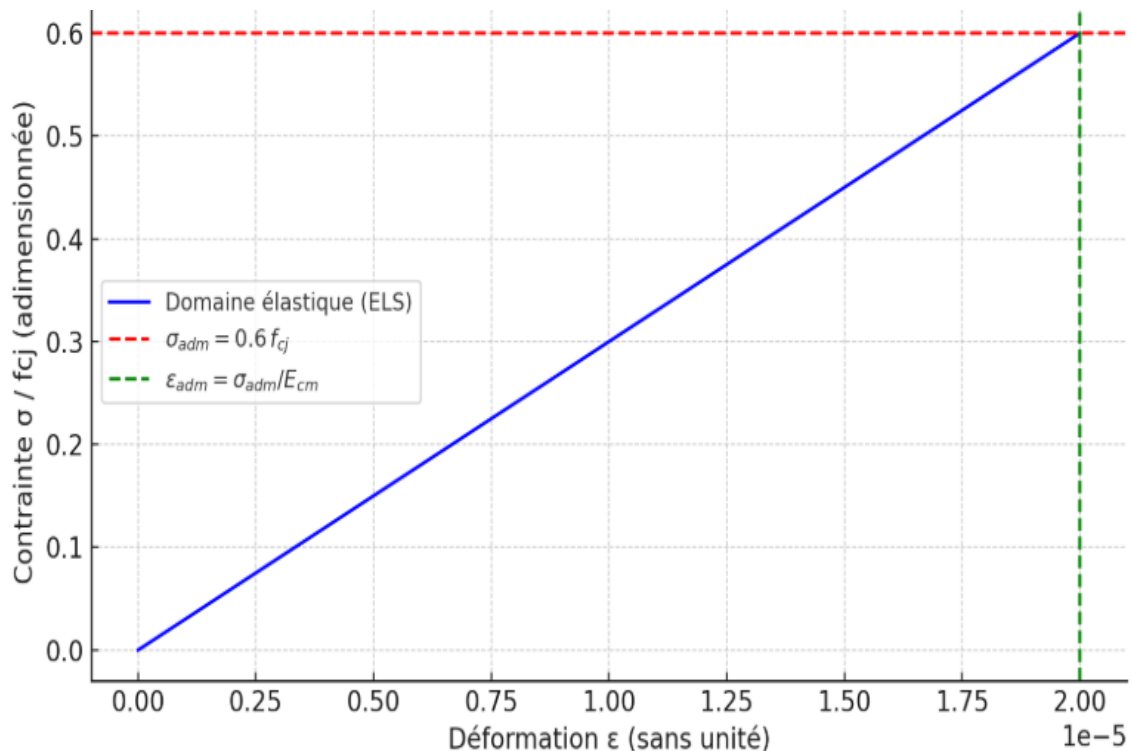


FIGURE 4.1 – Diagramme contrainte/ f_{cj} - déformation du béton à l'ELS

4.1.3 Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale pour le béton est « E_{ij} », il est défini par les règles B.A.E. L comme suite :

- Module de déformation instantané du béton pour une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{i,j} = 11\,000 \cdot (f_{c,j})^{\frac{1}{3}}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée :

$$E_{v,j} = 3\,700 \cdot (f_{c,j})^{\frac{1}{3}}$$

4.1.4 Module de cisaillement (transversal) :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Coefficient de Poisson

- À l'état limite de service (ELS), pour un béton non fissuré : $\nu = 0,2$
- À l'état limite ultime (ELU), pour un béton fissuré : $\nu = 0$

4.1.5 Résistance à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Les règles du BAEL donnent la relation suivante :

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

4.2 Aciers

Les aciers utilisés dans les ponts sont de trois natures différentes, aciers actifs, passifs et aciers de la charpente métallique.

4.2.1 Aciers passifs (Fe E400)

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

4.2.1.1 Limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E400 , leur limite élastique est égale 400 MPa.

4.2.1.2 Coefficient de sécurité ELU

[1]

- Coefficient partiel de sécurité pour l'acier en situation durable ou transitoire :

$$\gamma_s = 1,15$$

- Coefficient partiel de sécurité pour l'acier en situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1,00$$

4.2.1.3 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

4.2.2 Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

4.2.2.1 Limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, la limite élastique est définie comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

4.2.2.2 Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal des aciers de précontrainte, noté E_p est pris égal à :

- $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$ pour les barres et les fils ;
- $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ pour les torons.

Dans le cadre de notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance, appelés **aciers durs**, caractérisés par une forte teneur en carbone.

Nous utilisons des câbles **12T15S**, spécifiquement adaptés aux ouvrages de grandes portées, comme c'est le cas de notre pont.

4.2.2.3 Caractéristiques géométriques des câbles (selon FREYSSINET)

- Section nominale d'un toron : 139 mm^2
- Poids d'un toron 1T15S : $1,175 \text{ kg/m}$
- Section nominale d'un câble à 12 torons :

$$A_p = 12 \times 139 = 1668 \text{ mm}^2$$

- Diamètre extérieur de la gaine : 88 mm
- Diamètre intérieur de la gaine : 80 mm

4.2.2.4 Forces garanties de l'acier de précontrainte

- Résistance garantie à la rupture :

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

- Limite d'élasticité conventionnelle :

$$f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$$

4.2.2.5 Tension initiale maximale admissible

[2]

Elle est définie comme la plus petite des deux valeurs suivantes :

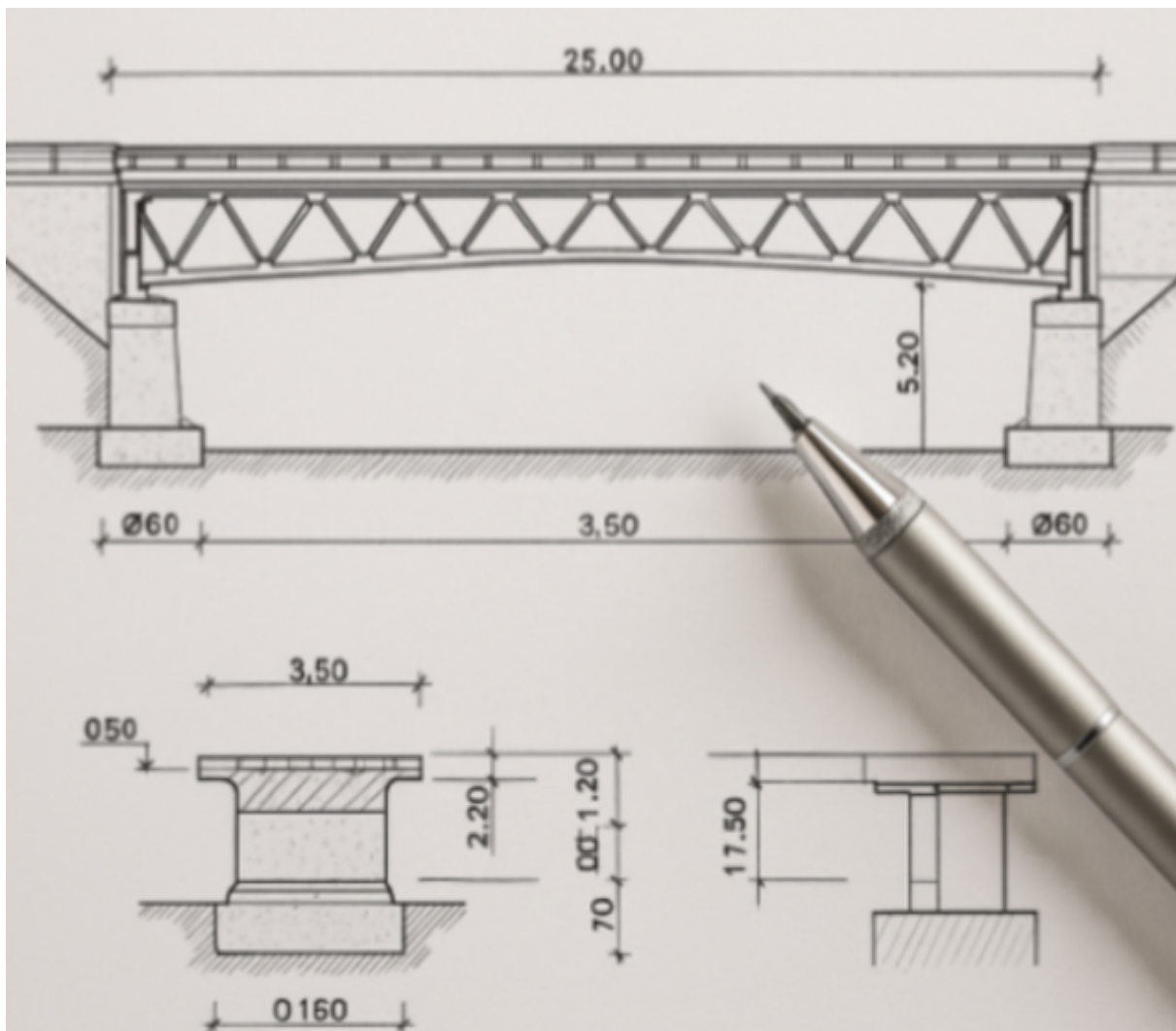
$$\sigma_{P0} = \min(0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$$

Calcul :

$$\sigma_{P0} = \min(0,8 \times 1860, 0,9 \times 1660) = \min(1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

Chapitre 5

PRÉ-DIMENSIONNEMENT



Pré-dimensionnement

Pour cette partie du travail, nous avons opté pour un prédimensionnement séparé selon les deux parties distinctes du tablier, en lien avec les modes constructifs adoptés (Fig 5.1).

La première partie concerne la portion réalisée en encorbellement successif, correspondant à un fléau unique de 152,16m formé de deux travées. Le prédimensionnement porte sur les éléments caractéristiques de ce type de construction tel que les voussoirs.

La deuxième partie traite de la portion en poutres préfabriquées, d'une longueur totale de 60m, constituée de deux travées symétriques. Le prédimensionnement des poutres, de la dalle de compression et des entretoises y est abordé.

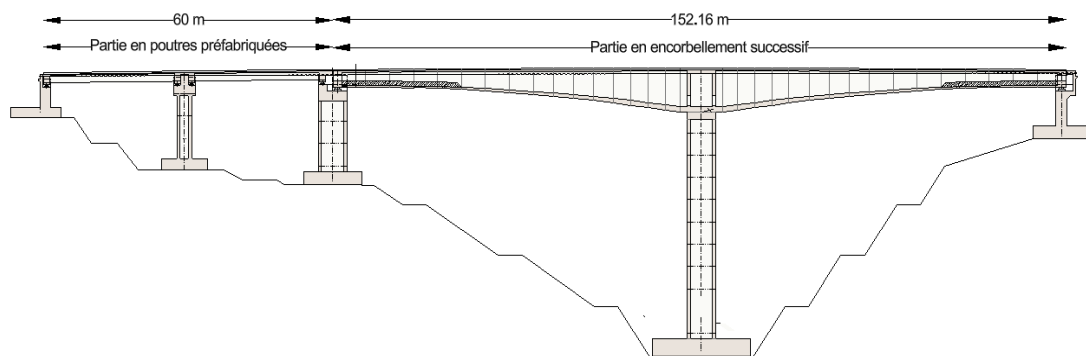


FIGURE 5.1 – Coupe longitudinale du viaduc v12

5.1 Pré-dimensionnement de la partie en encorbellement successif

5.1.1 Distribution des travées

Dans cette partie de l'ouvrage, nous n'avons choisi qu'un seul fléau de 152,164 m, Le choix de cette géométrie répond aux exigences du bon sol, de la stabilité et de faisabilité du mode construction [8] .

L'ouvrage comporte deux travées principales de portées respectives 75,18 m et 76,98m , réalisées selon la méthode des encorbellements successifs (Fig 5.2). Le tablier est constitué d'une partie en béton précontraint à hauteur variable, construite symétriquement à partir des piles principales. Ces travées reposent sur deux piles et une culée, fondées sur pieux forés de grand diamètre, assurant un encastrement parfait et une stabilité optimale de la structure .

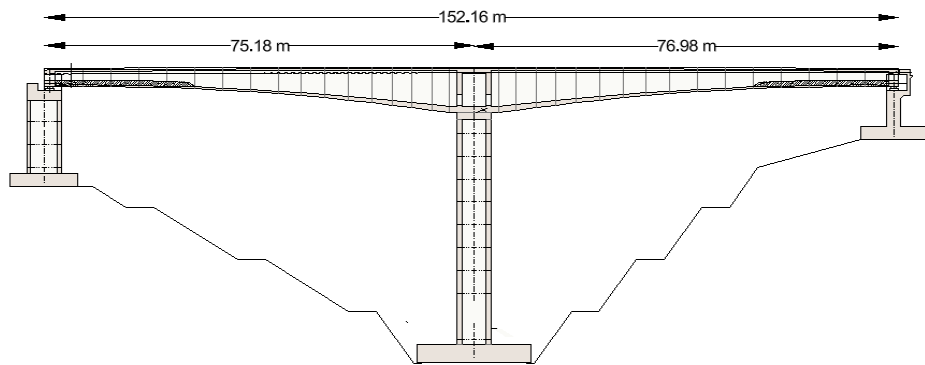


FIGURE 5.2 – Coupe longitudinale de la partie en encorbellement successif

5.1.1.1 Besoin de symétrie

Pour garantir la stabilité et s'assurer que les efforts soient bien équilibrés, nous devons avoir deux encorbellements presque de même longueur, Cela permet une répartition symétrique des moments et des efforts de précontrainte, C'est pourquoi nous avons choisis : $L_{\text{gauche}} \approx L_{\text{droit}}$

5.1.1.2 Conformité aux recommandations SETRA

Selon le **SETRA** :

- Une longueur de 76,98 m et 75,18 m par encorbellement est parfaitement admissible, ces valeurs se situant dans la plage classique généralement comprise entre 60 m et 80 m.
- « *Il est souhaitable que les longueurs de travées adjacentes à une pile centrale soient proches, afin d'assurer une construction équilibrée et de limiter les déséquilibres de moments dans le tablier pendant la phase d'encorbellement.* » (guide de conception SETRA , 2003)

5.1.2 Découpage de voussoirs

Les types de voussoirs et leurs descriptions sont donnés dans le tableau 5.1.

TABLEAU 5.1 – Récapitulation du découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, ceux-ci sont compris entre 7m et 10 m.	9m
Voussoirs courants	Doivent permettre aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancés, il varie de 1.5 à 5 m.	4,53m
Voussoirs sur culée	L'intervalle usuelle recommandée (2,5 à 5,0m)	Dans notre cas l'intervalle étant de 2,75 m et l'autre 4,53 m

Le tablier est constitué d'un total de :

$$N = 33 \text{ voussoirs}$$

Répartis comme suit :

- 1 voussoir sur pile de 9,00 m : le voussoir de rabout coulé en place au-dessus de la pile.
- 30 voussoirs courants de 4,53 m chacun, mis en place symétriquement de part et d'autre de la pile (15 de chaque côté).
- 2 voussoirs de fermeture sur culées :
 - o 1 voussoir de 2,73 m,
 - o 1 voussoir de 4,53 m.

Ce découpage permet de respecter la géométrie de la travée tout en assurant une mise en œuvre équilibrée des encoffrements successifs.

5.1.3 Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles. Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant.
- Aspect satisfaisant.

5.1.4 Pré-dimensionnement de la section transversale

5.1.4.1 Choix et forme du caisson

Pour dessiner la coupe transversale de l'ouvrage, caisson simple à deux ailes (Fig 5.3) et voussoir (Fig 5.4), il convient tout d'abord de choisir le nombre de caissons et d'âmes. Les principaux

éléments influençant ce choix sont :

- L'augmentation du nombre d'âmes entraîne une augmentation des surfaces de coffrage (et des contraintes associées), ainsi qu'une augmentation de la quantité de matériau utilisée. En effet, chaque âme doit respecter une épaisseur minimale pour des raisons constructives.
- À l'inverse, une diminution du nombre d'âmes implique une augmentation des portées transversales du hourdis supérieur, ce qui accroît les efforts subis par celui-ci, et donc les épaisseurs et le ferrailage nécessaires.
- Par ailleurs, les dimensions et le poids des voussoirs réalisables sur le chantier dépendent du matériel disponible, notamment en cas de préfabrication.

Dans notre cas, la largeur totale du tablier est de 13,80 m.

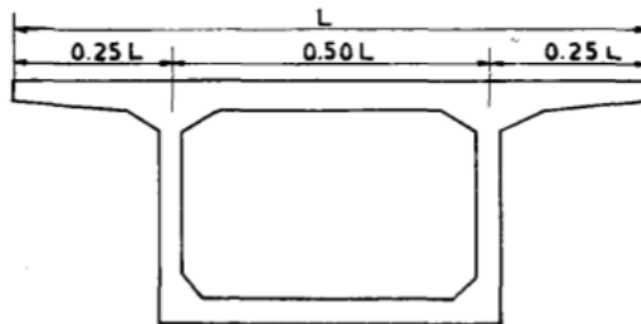


FIGURE 5.3 – Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes

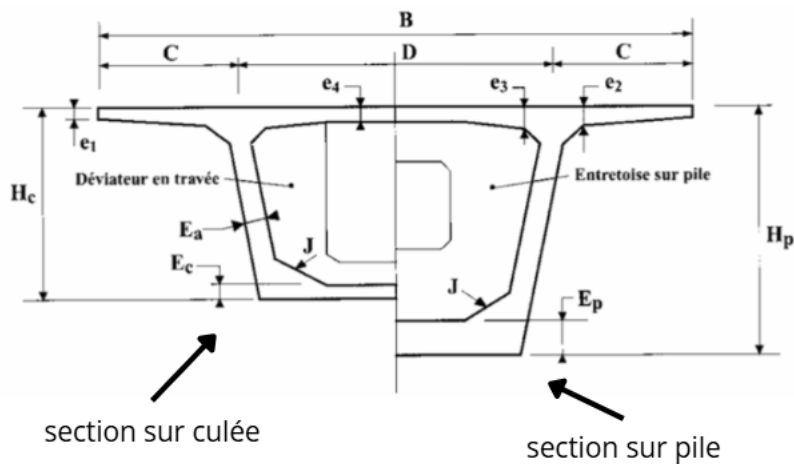


FIGURE 5.4 – Coupe transversale du voussoir

5.1.4.2 Epaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant. Dans le cas d'un câblage traditionnel, le cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être soumises aux exigences suivantes :

Espacement minimal entre câbles de précontrainte

Les espacements minimaux admissibles $e_{\min}$ entre câbles de précontrainte sont généralement les suivants :

$$\begin{cases} e_{\min} = 36 \text{ cm} & \text{pour des unités } 12T13 \\ e_{\min} = 44 \text{ cm} & \text{pour des unités } 12T15 \\ e_{\min} = 59 \text{ cm} & \text{pour des unités } 19T15 \end{cases}$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type **12T15s**, donc l'espacement réel doit respecter :

$$e_a \geq 44 \text{ cm}$$

Dans notre cas, on adopte :

$$e_a = 50 \text{ cm}$$

5.1.4.3 Épaisseur du hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est en fonction de plusieurs paramètres, dont :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la culé

Epaisseur à la culé

La valeur de l'épaisseur de l'âme E_c doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$E_c > 18 \text{ cm à } 22 \text{ cm}$$

Dans notre cas, nous adoptons :

$$E_c = 30 \text{ cm}$$

Épaisseur sur pile

C'est la limitation de la compression des fibres inférieures en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile. Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis. Elle varie de 35 à 80 cm. pour des raisons constructives nous avons du augmenter l'épaisseur jusqu'à 120 cm

5.1.4.4 Les goussets

Les goussets jouent un rôle important dans la conception du tablier. Ils facilitent la mise en place du béton et permettent le logement des câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

Gousset supérieur

L'angle d'inclinaison du gousset par rapport à l'horizontale est de $6,9^\circ$.

Les dimensions géométriques qui en résultent sont : $h = 36 \text{ cm}$, $v = 330 \text{ cm}$

Gousset inférieur

Le hourdis inférieur est encastré dans les âmes à l'aide de goussets. Pour ne pas gêner la mise en place du béton, l'inclinaison de ces goussets par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° .

Dans notre cas, nous adoptons un angle d'inclinaison de : $12,56^\circ$

Les dimensions retenues sont : $h = 20 \text{ cm}$, $v = 100 \text{ cm}$

Le tableau 5.2, montre les dimensions géométriques du voussoir.

TABLEAU 5.2 – Dimensions et dispositions géométriques du voussoir

Elément	Ration usuel	Valeur retenue	valeur prise
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	8,75 m	8,5 m
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	3,73 m	3,25 m
Largeur du voussoir	B	1380cm	1380 cm
C	B/4	345cm	355 cm
D	B-2C	690cm	670 cm
D'	C - Ea/2	316,80cm	330,00 cm
e ₁	e ₁ ≥ 16 à 18 cm	29,00 cm	29,00 cm
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$ Raison pour ce choix zone d'ancrage de précontrainte	49,40 cm	65,00 cm
e ₃	e ₃ > e ₂ - 10 cm et e ₃ > 1.5 e ₄	35,00 cm	35,00
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$ Pour amélioration de la rigidité transversal du hourdis	27,50 cm	35,00
E _a	Ea ≥ 0.26 + L/500	56.4 cm	50 cm
E _c	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm	30 cm
E _p	35 < E _p < 80 cm ce choix est constructive car le voussoir est encastré dans la pile	80 cm	120 cm

5.1.4.5 Loi de variation parabolique

Dans les ponts réalisés par encorbellements successifs, la hauteur des consoles varie généralement suivant une loi parabolique afin d'adapter la section aux efforts fléchissants. Cette variation permet d'optimiser la résistance en augmentant la hauteur à l'appui, où le moment fléchissant est maximal, et en la réduisant vers l'extrémité, où les sollicitations sont plus faibles.

La hauteur $h(x)$ en fonction de la distance x le long de la console de longueur L est donnée par :

$$h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x^2}{L^2} \right)$$

où :

- $h_{\max}$ est la hauteur maximale à l'appui ($x = 0$),
- $h_{\min}$ est la hauteur minimale à l'extrémité libre ($x = L$),
- x est la position le long de la console, avec $0 \leq x \leq L$.

Cette loi de variation parabolique assure une utilisation efficace des matériaux en concentrant la section là où les efforts sont les plus importants. après tous les calculs, nous adoptons la section suivante, (Fig 5.5) et (Fig 5.6), conforme aux exigences mécaniques et économiques de l'ouvrage.

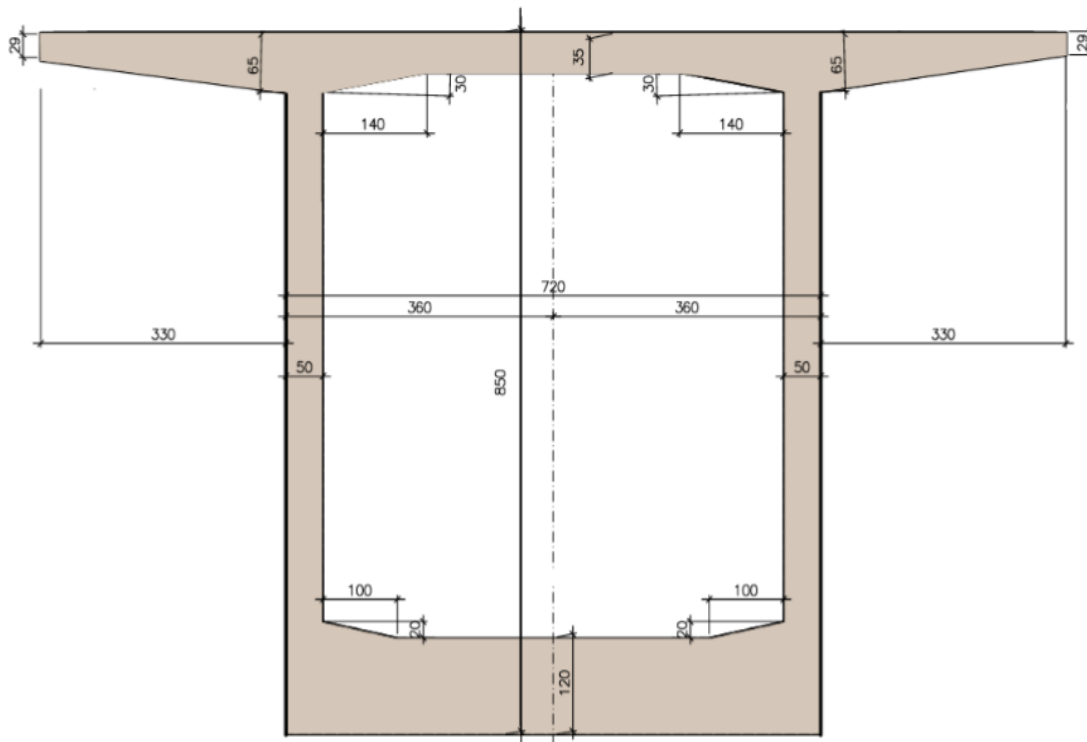


FIGURE 5.5 – Section transversal du voussoir sur pile

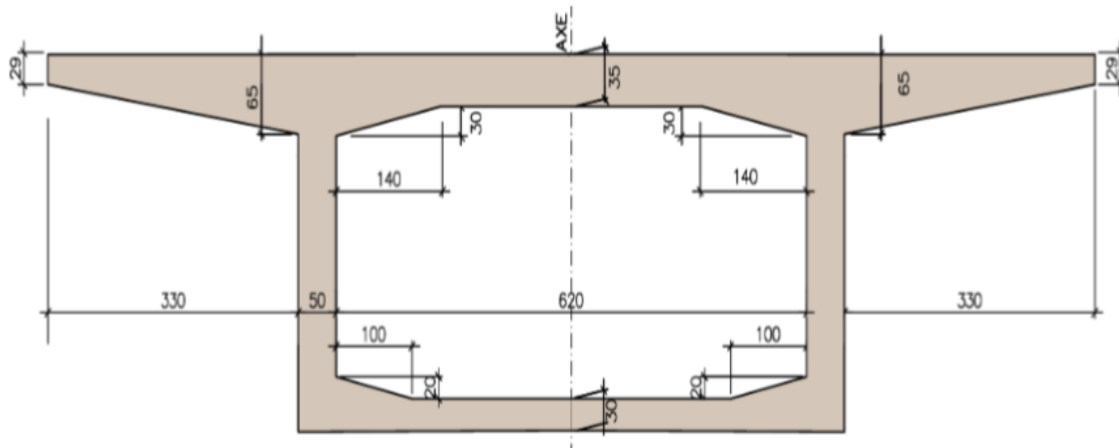


FIGURE 5.6 – Section du voussoir sur la culée

5.1.5 Caractéristiques géométriques

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques (Fig 5.7 et 5.8) des deux caissons limites (sur pile et à la culée). (Tab 5.3)

Pour faciliter le travail nous divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées i

TABLEAU 5.3 – Caractéristiques géométriques des sections

Caractéristique géométrique	Formule
S_i : Aire de la section « i »	$S_i = b \times h$
Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure	$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} \cdot S_i}{\sum S_i}$
d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale	$d_i = Y_G - Y_{Gi}$
I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i » par rapport à son centre de gravité	Section rectangulaire : $I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$ Section triangulaire : $I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$
I_{Gx} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe neutre	$I_{Gx} = \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$
V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure	$V = H - Y_G$
V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure	$V' = Y_G$
ρ : Rendement mécanique de la section	$\rho = \frac{I_{Gx}}{S \cdot V \cdot V'}$
C : Ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central	$C = \rho \cdot V$

Suite du tableau à la page suivante

Caractéristique géométrique	Formule
C' : Ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central	$C' = \rho \cdot V'$

5.1.5.1 Section sur pile

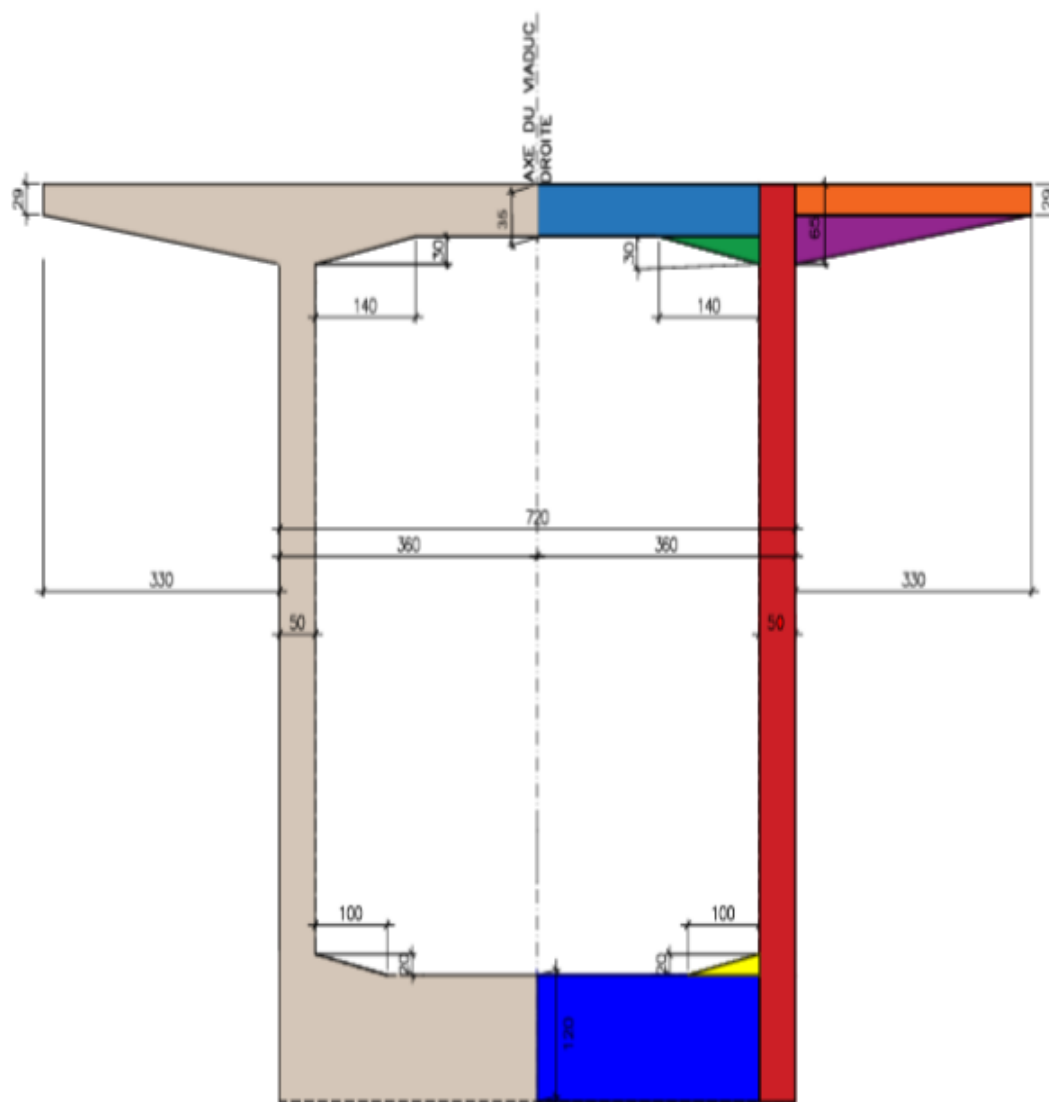


FIGURE 5.7 – Coupe descriptive transversale du voussoir sur pile

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU 5.4 – Récapitulation des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

N°	COLOR	B (cm)	H (cm)	S_i (cm ²)	Y_{Gi} (cm)	$S_i \times Y_{Gi}$ (cm ³)	d_i^2 (cm ²)	$d_i^2 \times S_i$ (cm ⁴)	I_{Gi} (cm ⁴)	I_{GX} (cm ⁴)
1		310,00	120,00	37200,00	60,00	2232000,00	117360,16	4365797955,53	44640000,00	4410437955,53
2		50,00	850,00	42500,00	425,00	18062500,00	502,72	21365390,06	2558854166,67	2580219556,72
3		100,00	20,00	1000,00	126,67	126670,00	76125,61	76125606,23	266666,67	76392272,89
4		330,00	36,00	5940,00	809,00	4805460,00	165178,28	981158981,63	5132160,00	986291141,63
5		330,00	29,00	9570,00	835,50	7995735,00	187420,86	1793617621,29	670697,50	1794288318,79
6		140,00	30,00	2100,00	805,00	1690500,00	161942,91	340080109,47	1260000,00	341340109,47
7		310,00	35,00	10850,00	832,50	9032625,00	184832,33	2005430793,74	1107604,17	2006538397,90
Σ				109160,00						12195507752,94

Calculs des grandeurs géométriques

$$Y_G = \frac{\sum (Y_{Gi} \times S_i)}{\sum S_i} = 402,58 \text{ cm}$$

$$S = 2 \times S_i = 2 \times 109160 = 218320 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gi} = 2 \times 12195507753 = 2,439 \times 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$V = H - Y_G = 850 - 402,58 = 447,42 \text{ cm}$$

$$V' = Y_G = 402,58 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{I_{Gx}}{S \cdot V \cdot V'} = 0,62$$

$$C = \rho \cdot V = 0,62 \times 447,42 = 277,40 \text{ cm}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0,62 \times 402,58 = 249,60 \text{ cm}$$

5.1.5.2 Section sur culée

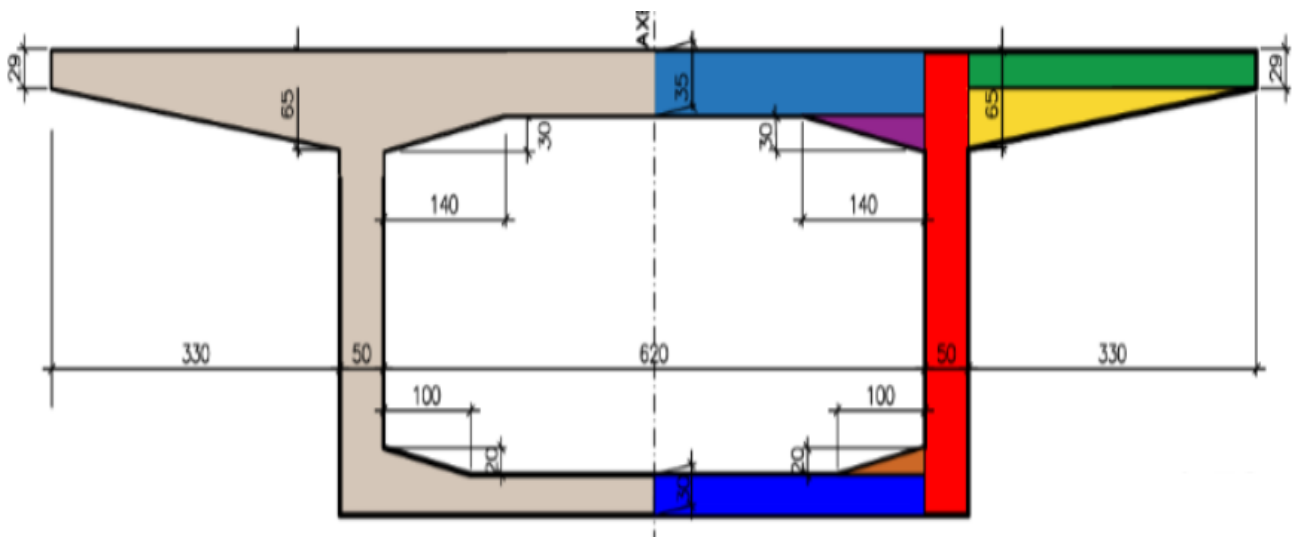


FIGURE 5.8 – Coupe transversale du voussoir sur culée

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU 5.5 – Récapitulation des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée

N°	COLOR	B (cm)	H (cm)	S_I (cm ²)	Y_{Gi} (cm)	$S_I \times Y_{Gi}$ (cm ³)	d_i^2 (cm ²)	$d_i^2 \times S_I$ (cm ⁴)	I_{GI} (cm ⁴)	I_{GX} (cm ⁴)
1,00		50,00	9,85	492,50	145,08	71449,44	5695,96	2805261,33	3981,97	2809243,29
2,00		10,00	150,00	1500,00	75,00	112500,00	29,12	43684,90	2812500,00	2856184,90
3,00		9,50	5,65	53,68	137,33	7370,92	4586,21	246165,08	142,79	246307,87
4,00		17,50	22,50	196,88	27,50	5414,06	1772,70	348999,62	66445,31	415444,93
5,00		17,50	20,00	350,00	10,00	3500,00	3552,57	1243397,94	11666,67	1255064,61
6,00		40,50	5,65	114,41	138,27	15819,82	4715,10	539466,57	2434,89	541901,46
7,00		9,50	12,00	57,00	130,50	7438,50	3708,40	211378,55	5472,00	216850,55
Σ				2764,46						8340997,61

Calculs des grandeurs géométriques

$$Y_G = \frac{\sum (Y_{Gi} \times S_I)}{\sum S_I} = 165,512 \text{ cm}$$

$$S = 2 \times S_i = 2 \times 55010 = 110020 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gi} = 2 \times 864363492 = 0,173 \times 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$V = H - Y_G = 325 - 165,512 = 159,488 \text{ cm}$$

$$V' = Y_G = 165,512 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{I_{Gx}}{S \cdot V \cdot V'} = 0,59$$

$$C = \rho \cdot V = 0,59 \times 159,488 = 94,097 \text{ cm}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0,59 \times 165,512 = 97,652 \text{ cm}$$

5.1.6 Variation de la hauteur du voussoir $h(x)$

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes [8] :

$$h(X) = \begin{cases} h_c = 325 \text{ cm}, & \text{si } X \leq 0 \\ h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2, & \text{si } 0 < X \leq L \end{cases}$$

ou encore :

$$h(X) = 325 + 525 \left(\frac{X}{L}\right)^2$$

avec :

$$\begin{cases} h_c : \text{hauteur de la poutre à la culée (culée)}, \\ h_p : \text{hauteur de la poutre sur pile.} \end{cases}$$

La figure ci-dessous illustre l'évolution de la hauteur du voussoir

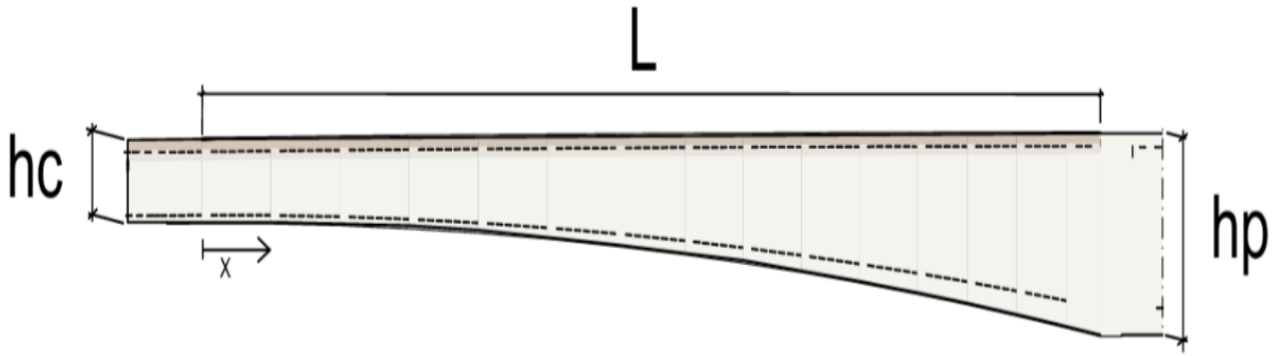


FIGURE 5.9 – Variation de la hauteur de la travée de rive.

5.1.7 Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$

La variation des épaisseurs du hourdis inférieur est donnée par les relations suivantes[8] :

$$e(X) = \begin{cases} e_{ic} = 30 \text{ cm}, & \text{si } X \leq 0 \\ e_{ic} + (e_p - e_{ic}) \left(\frac{X}{L} \right)^2, & \text{si } 0 < X \leq L \end{cases}$$

avec :

$$\begin{cases} e_{ic} : \text{épaisseur du hourdis inférieur à la culée,} \\ e_p : \text{épaisseur du hourdis inférieur sur pile.} \end{cases}$$

En remplaçant par les valeurs numériques, on obtient :

$$e(X) = 30 + 90 \left(\frac{X}{L} \right)^2$$

La figure ci-dessous illustrent l'évolution de l'épaisseur du hourdis inférieur

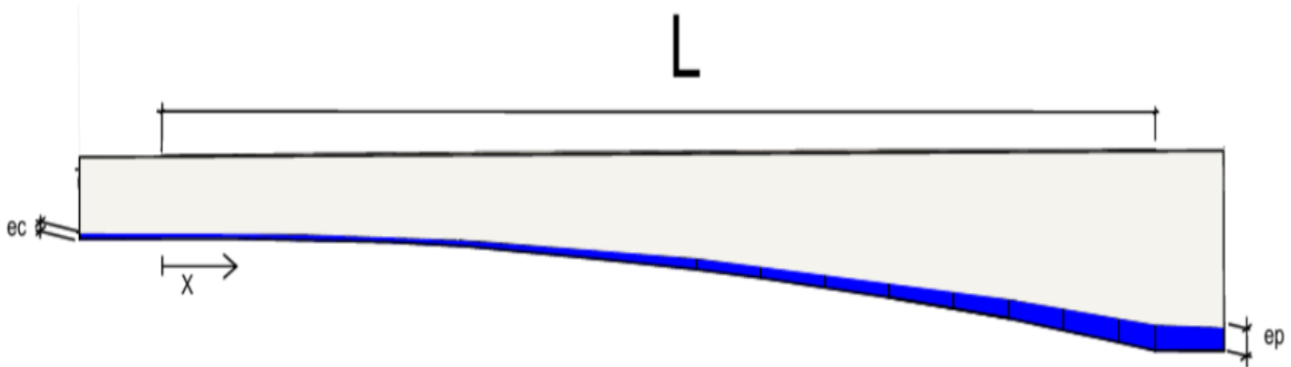


FIGURE 5.10 – Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive

5.1.8 Variation de la section $S(x)$

$$S(X) = \begin{cases} S_c = 2 * 55010 \text{ cm}^2, & \text{si } X \leq 0 \\ (S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2), & \text{si } 0 < X \leq L \end{cases}$$

où :

- S_c : section du voussoir à la culée,
- S_p : section du voussoir sur pile.

Numériquement, cela donne :

$$S(X) = (110020 + 108300 \left(\frac{X}{L}\right)^2)$$

La figure ci-dessous illustrent l'évolution de la section

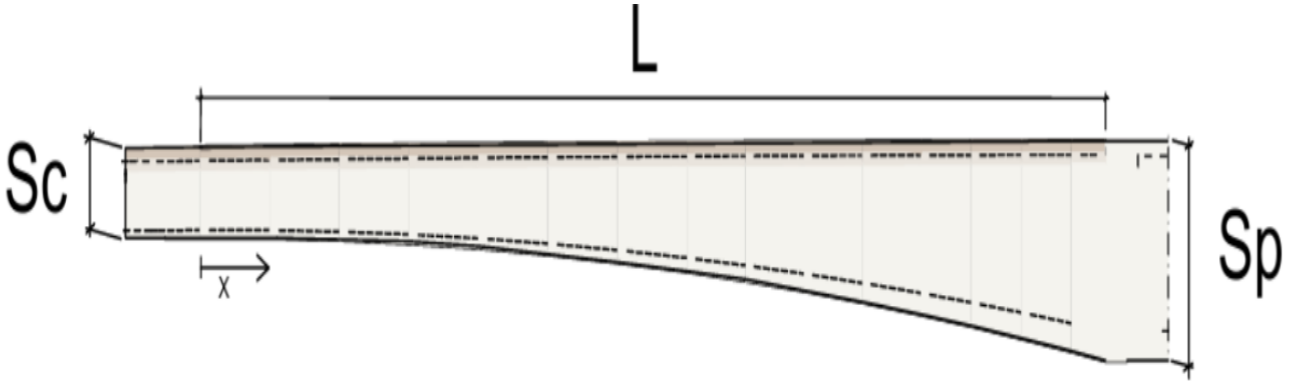


FIGURE 5.11 – Variation de la section de la travée de rive

5.1.9 Variation de l'inertie $I(x)$

Il est d'usage de considérer une loi de la forme $Kh^{5/2}$, h étant la hauteur de la poutre, cette loi est intermédiaire entre la loi limite $I = Kh^2$ et la loi de variation d'une section pleine et rectangulaire $I = Kh^3$.

L'expérience montre qu'une loi de la forme $Kh^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes [5] :

$$I(X) = \begin{cases} I_c = 864363492 \text{ cm}^4, & \text{si } 0 \leq X \leq \alpha L \\ I_c \left[1 + K \left(\frac{X - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right]^{5/2}, & \text{si } \alpha L \leq X \leq L \end{cases}$$

Avec :

$$K = \left[\left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \right]$$

$$K = \left[\left(\frac{2,439 \times 10^{10}}{0,173 \times 10^{10}} \right)^{0.4} - 1 \right] = 1,88$$

α : coefficient indiquant la position du début de la variation d'inertie (varie entre 0,2 et 0,3). Dans notre cas, on prend $\alpha = 0,25$. La figure ci-dessous illustre la variation de l'inertie

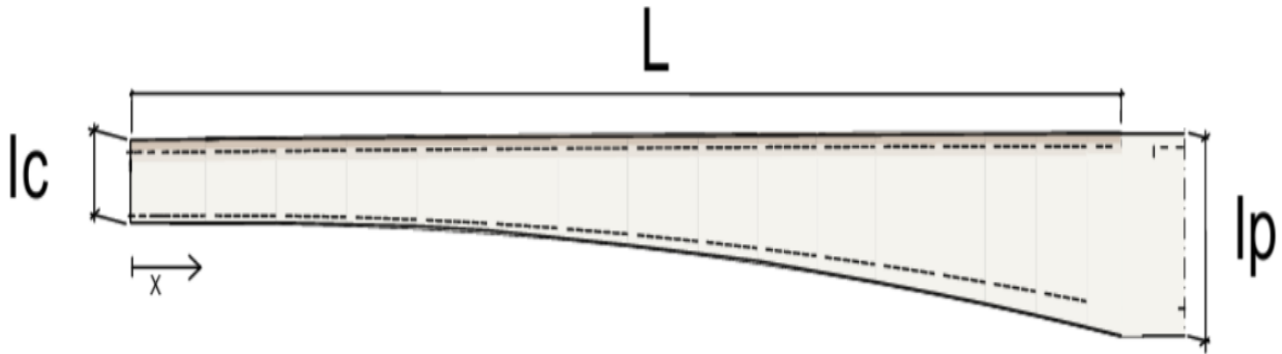


FIGURE 5.12 – Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive

5.1.10 Variation des centres de gravité

$$Y_G(X) = \begin{cases} Y_{GC} = 165,512305 \text{ cm}, & \text{si } X \leq 0 \\ Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{X}{L} \right)^2, & \text{si } 0 \leq X \leq L \end{cases}$$

En remplaçant les valeurs numériques, on obtient :

$$Y_G(X) = 165,512305 + 273,06 \left(\frac{X}{L} \right)^2$$

5.1.11 Paramètres de toutes les travées

La figure ci-dessous illustre le nombre de voussoirs dans les deux travées .

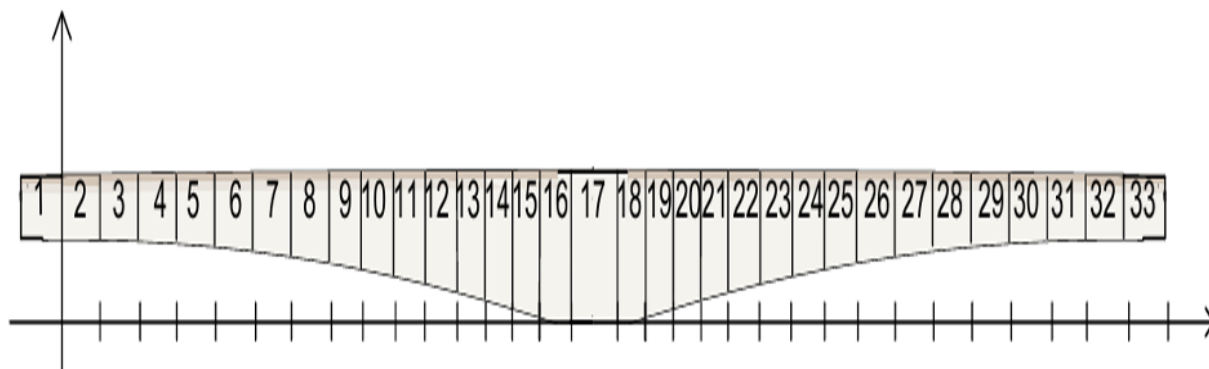


FIGURE 5.13 – Nombre de voussoirs dans les deux travées

TABLEAU 5.6 – Caractéristiques géométriques et mécaniques

ABS (m)	ABS (m)	h(X) (cm)	e(X) (cm)	S(X) (cm ²)	YG(X) (m)	I (m)	V(m)	V'(m)	ρ	C(m)	C'(m)
0.00		3.25	30.00	11.00	1.66	17.29	1.59	1.66	0.60	0.95	0.99
4.53	144.90	3.27	30.40	11.05	1.67	17.29	1.60	1.67	0.58	0.94	0.98
9.06	140.37	3.34	31.60	11.19	1.70	17.29	1.64	1.70	0.55	0.91	0.94
13.59	135.84	3.46	33.60	11.44	1.75	17.29	1.71	1.75	0.51	0.86	0.89
18.12	131.31	3.62	36.40	11.77	1.83	17.32	1.79	1.83	0.45	0.80	0.82
22.65	126.78	3.83	40.00	12.21	1.92	18.32	1.91	1.92	0.41	0.78	0.79
27.18	122.25	4.09	44.40	12.73	2.04	20.74	2.05	2.04	0.39	0.80	0.79
31.71	117.72	4.39	49.60	13.36	2.18	24.91	2.21	2.18	0.39	0.86	0.84
36.24	113.19	4.74	55.60	14.08	2.33	31.36	2.41	2.33	0.40	0.95	0.93
40.77	108.66	5.13	62.40	14.90	2.51	40.82	2.62	2.51	0.42	1.09	1.05
45.30	104.13	5.58	70.00	15.82	2.71	54.34	2.87	2.71	0.44	1.27	1.20
49.83	99.60	6.07	78.40	16.83	2.93	73.25	3.14	2.93	0.47	1.48	1.39
54.36	95.07	6.60	87.60	17.93	3.17	99.28	3.43	3.17	0.51	1.74	1.62
58.89	90.54	7.19	97.60	19.14	3.44	134.54	3.75	3.44	0.55	2.05	1.87
63.42	86.01	7.82	108.40	20.44	3.72	181.63	4.10	3.72	0.58	2.39	2.17
67.95	81.48	8.50	120.00	21.83	4.03	243.67	4.47	4.03	0.62	2.77	2.49
76.95		8.50	120.00	21.83	4.03	243.67	4.47	4.03	0.62	2.77	2.49
147.63		3.25	30.00	11.00	1.66	17.29	1.59	1.66	0.60	0.95	0.99

5.2 Pré-dimensionnement de la partie poutres préfabriquées

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) SETRA *

5.2.1 Constituants de la poutre

Les poutres comportent une table de compression constituant la partie supérieure et un large talon, constituant la partie inférieure, ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur

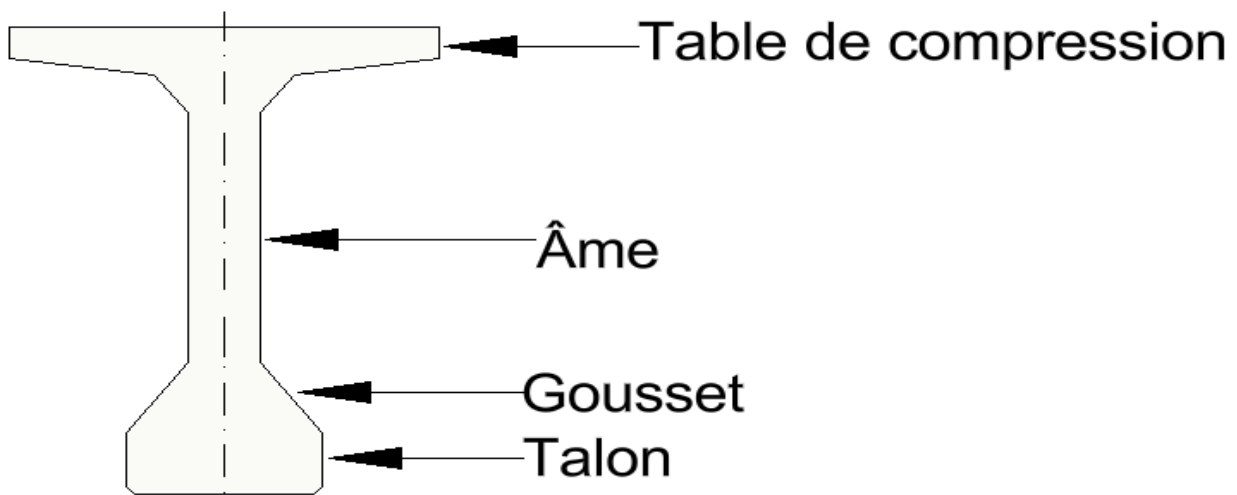


FIGURE 5.14 – Coupe transversale de la poutre

5.2.1.1 Hauteur de la poutre

L'élancement généralement adopté pour déterminer la hauteur totale du tablier (poutres + hourdis) est compris entre :

$$\frac{L}{20} < h_t < \frac{L}{17}$$

où :

- h_t : hauteur totale du tablier (poutres + hourdis)
- L : portée du tablier

Pour :

$$L_1 = 30,21 \quad \text{et} \quad L_2 = 30,91$$

On a donc :

$$\begin{aligned} \frac{30,21}{20} < h_t < \frac{30,21}{17} &\Rightarrow 1,51 < h_t < 1,77 \text{ m} \\ \frac{30,91}{20} < h_t < \frac{30,91}{17} &\Rightarrow 1,54 < h_t < 1,81 \text{ m} \end{aligned}$$

Ainsi, on adopte :

$$h_t = 1,75 \text{ m}$$

Or,

$$h_t = h_p + h_h$$

où :

- h_p : hauteur des poutres
- h_h : hauteur de l'hourdi, prise égale à 0,25 m

D'où :

$$h_p = h_t - h_h = 1,75 - 0,25 = 1,50 \text{ m}$$

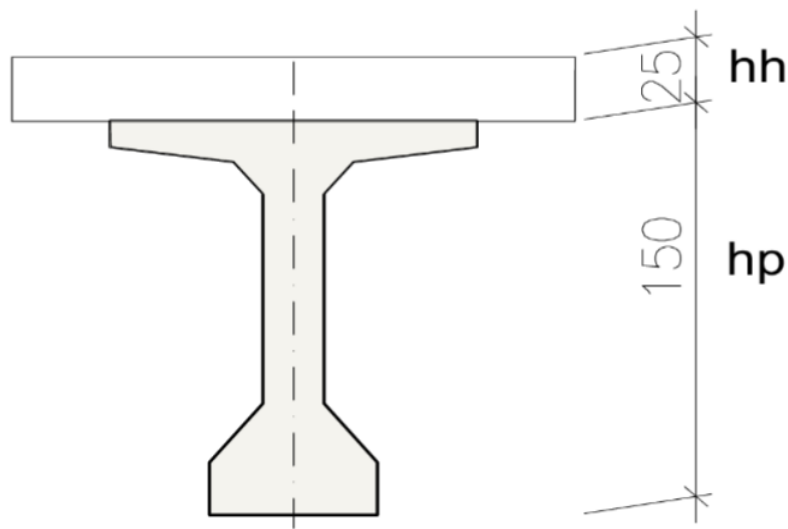


FIGURE 5.15 – Hauteur de la poutre et du hourdis

5.2.1.2 Largeur de la table de compression

Pour alléger les poutres afin de faciliter la manutention, on peut réduire la largeur des tables de compression. Pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, la largeur ne doit pas dépasser 60% de la hauteur :

$$b \geq 0,6 h_t \implies b \geq 1,05 \text{ m}$$

On prend :

$$b = 1,20 \text{ m}$$

Quant à l'épaisseur de la table de compression, on va prendre la valeur $e = 9,85 \text{ cm}$ pour des raisons constructives, puis on justifiera cette valeur par les calculs.

5.2.1.3 Épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme est choisie selon la zone : En zone médiane :

$$0,18\,m \leq e_{\text{âme-m}} \leq 0,25\,m \implies e_{\text{âme}} = 0,20\,m$$

On va garder cette même épaisseur pour toute la poutre.

5.2.1.4 Talon

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure. Son dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0,4 m et 0,6 m. Donc on fixe :

$$b_t = 0,55\,m$$

5.2.1.5 Épaisseur du talon

L'épaisseur est comprise entre 0,1 m et 0,2 m. Donc on prendra :

$$e_t = 0,20\,m$$

5.2.1.6 Espacement entre axes des poutres

On prend la valeur :

$$\lambda = 1,75\,m$$

5.2.1.7 Nombre des poutres

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$N = \frac{L_r}{\lambda} + 1$$

Avec :

- L_r : la distance entre les poutres de rives, vaut 12,10 m,
- λ : entraxe des poutres.

D'où :

$$N = \frac{12,10}{1,21} + 1 = 11 \Rightarrow N = 11 \text{ poutres}$$

5.2.1.8 Gousset du talon

Le plan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et facilite le relevage des câbles de précontrainte.

L'angle est compris entre 45° et 60° , il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure.

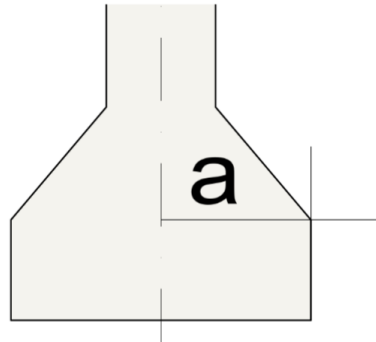


FIGURE 5.16 – Gousset du talon

On peut choisir :

$$\alpha_t = 57,9^\circ \Rightarrow E_{\alpha_t} = 0,225 \text{ m}$$

5.2.1.9 Gousset de la table de compression :

$$\alpha_m = 57,36^\circ \Rightarrow E_{\alpha_m} = 0,12 \text{ m}$$

$$\beta_m = 8,82^\circ \Rightarrow E_{\beta_m} = 5,65 \text{ cm}$$

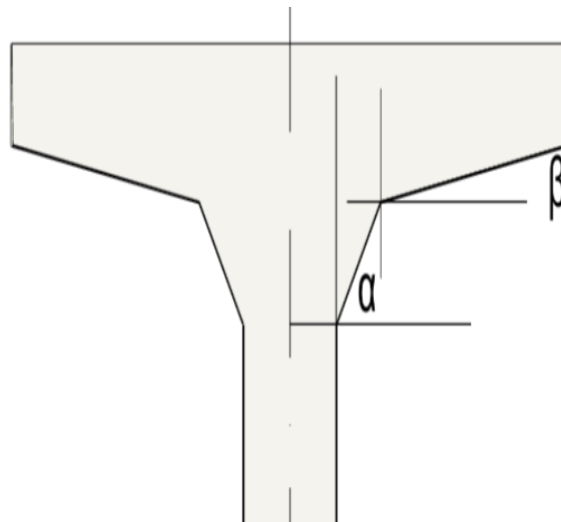


FIGURE 5.17 – Gousset de la table de compression

5.2.2 Hourdis

Définition du hourdis

L'hourdis joue un rôle essentiel dans la structure du tablier. Il assure la continuité de la surface en reliant les différents éléments de la poutraison, tels que les poutres principales et les entretoises. Il contribue également au fonctionnement en flexion en servant de table de compression, tout en accueillant les couches d'étanchéité et le revêtement de chaussée.

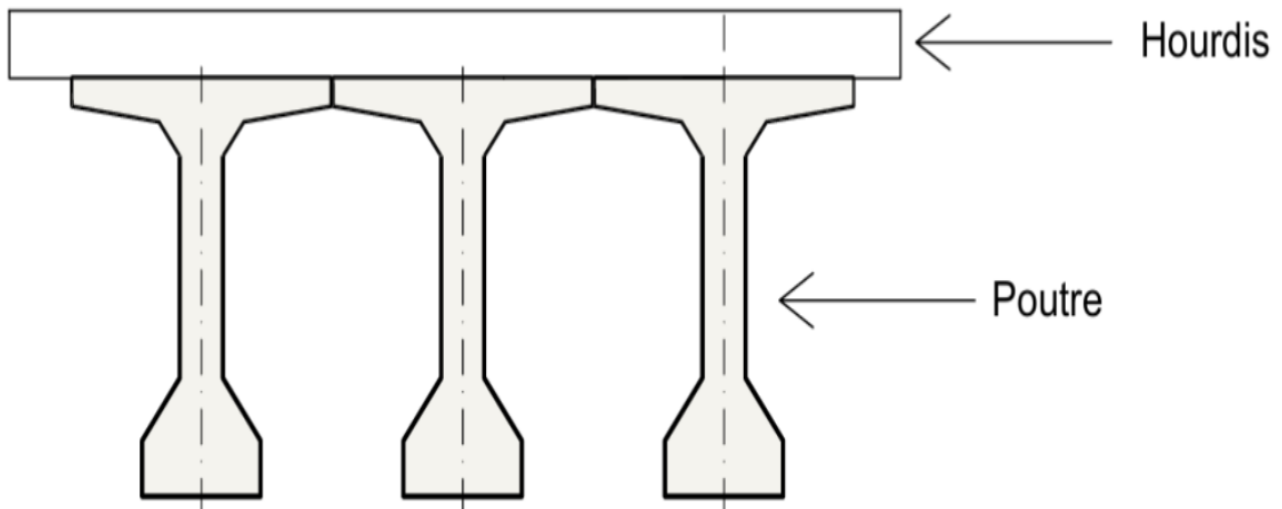


FIGURE 5.18 – Hourdis général

5.2.3 Longueur de la dalle

La longueur de la dalle correspond à la portée entre appuis des poutres principales. Ainsi, on a :

$$L_{d01} = 30,91 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{d02} = 30,21 \text{ m}$$

5.2.4 Largeur de la dalle

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Donc :

$$l_d = 13,88 \text{ m}$$

5.2.5 Épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est directement liée à l'entraxe des poutres : plus l'entraxe est grand, plus l'épaisseur doit être importante pour mieux résister aux efforts de flexion transversale.

En général, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,16 et 0,30 m.

On prendra :

$$E_d = 0,25 \text{ m}$$

pour des considérations d'enrobage des aciers.

5.2.6 Caractéristiques géométriques de la poutre

5.2.6.1 Poutre sans hourdis

Étant donné que la section de la poutre est constante tout au long de la travée, ses caractéristiques géométriques sont également constantes.

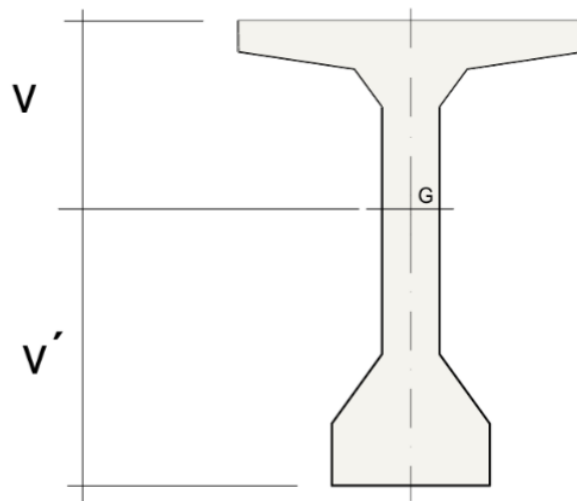


FIGURE 5.19 – Coupe transversale de la poutre sans hourdis

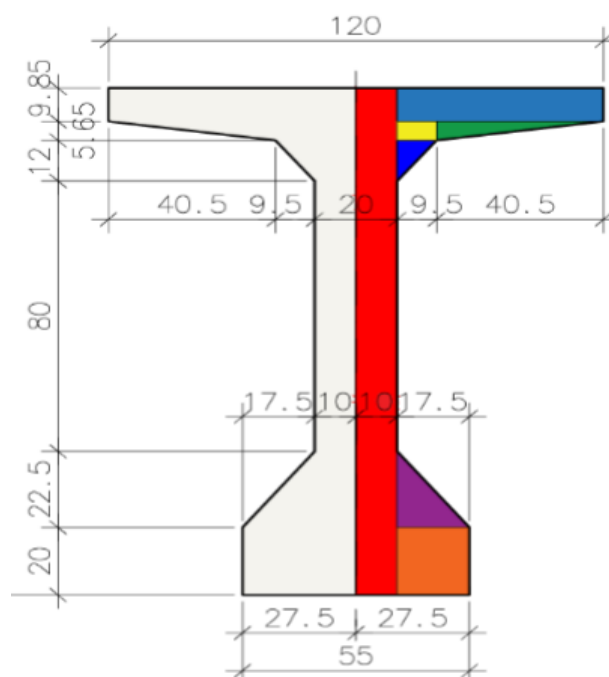


FIGURE 5.20 – Coupe transversale : Détail de la poutre sans hourdis

Dans le tableau 5.7 sont mentionnées les caractéristiques géométriques de la section sans hourdis

TABLEAU 5.7 – Caractéristiques géométriques des éléments de la poutre (sans hourdis)

N°	COLOR	B (cm)	H (cm)	S_I (cm ²)	Y_{Gi} (cm)	$S_I \times Y_{Gi}$ (cm ³)	d_i^2 (cm ²)	$d_i^2 \times S_I$ (cm ⁴)	I_{Gi} (cm ⁴)	I_{GX} (cm ⁴)
1,00		50,00	9,85	492,50	145,08	71449,44	5695,96	2805261,33	3981,97	2809243,29
2,00		10,00	150,00	1500,00	75,00	112500,00	29,12	43684,90	2812500,00	2856184,90
3,00		9,50	5,65	53,68	137,33	7370,92	4586,21	246165,08	142,79	246307,87
4,00		17,50	22,50	196,88	27,50	5414,06	1772,70	348999,62	66445,31	415444,93
5,00		17,50	20,00	350,00	10,00	3500,00	3552,57	1243397,94	11666,67	1255064,61
6,00		40,50	5,65	114,41	138,27	15819,82	4715,10	539466,57	2434,89	541901,46
7,00		9,50	12,00	57,00	130,50	7438,50	3708,40	211378,55	5472,00	216850,55
Σ				2764,46						8340997,61

5.2.6.2 Poutre avec hourdis

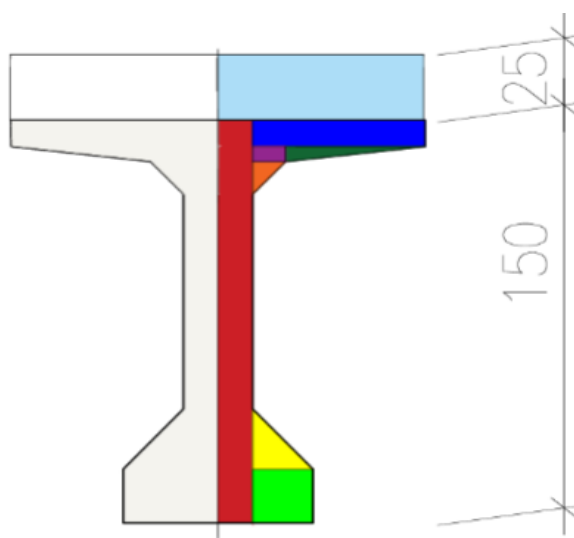


FIGURE 5.21 – Coupe transversale : Détail de la poutre avec hourdis

La section médiane avec hourdis est représentée sur la figure ci-après. Quant aux caractéristiques géométriques, elles figurent dans le tableau qui suit :

5.3 Principales caractéristiques géométriques

5.4 Corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique. Situées à l'extrémité du tablier, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage.

Une corniche mal alignée, dont le tracé présente des irrégularités, se remarque très rapidement à l'œil nu.

TABLEAU 5.8 – Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

N°	COLOR	B (cm)	H (cm)	S_I (cm ²)	Y_{Gi} (cm)	$S_I \times Y_{Gi}$ (cm ³)	d_i^2 (cm ²)	$d_i^2 \times S_I$ (cm ⁴)	I_{Gi} (cm ⁴)	I_{GX} (cm ⁴)
1,00		50,00	9,85	492,50	145,08	71449,44	1260,85	620966,24	3981,97	624948,21
2,00		10,00	150,00	1500,00	75,00	112500,00	1194,85	1792276,67	2812500,00	4604776,67
3,00		9,50	5,65	53,68	137,33	7370,92	770,53	41358,08	142,79	41500,86
4,00		17,50	22,50	196,88	27,50	5414,06	6734,93	1325939,32	66445,31	1392384,63
5,00		17,50	20,00	350,00	10,00	3500,00	9913,51	3469729,03	11666,67	3481395,70
6,00		40,50	5,65	114,41	138,27	15819,82	823,88	94262,64	2434,89	96697,53
7,00		9,50	12,00	57,00	130,50	7438,50	438,21	24977,77	5472,00	30449,77
8,00		60,00	25,00	1500,00	162,50	243750,00	2801,94	4202914,32	78125,00	4281039,32
Σ				4264,46						14553192,68

TABLEAU 5.9 – Caractéristiques géométriques de la poutre

POUTRE	V cm	$V \cdot$ cm	I cm ⁴	ρ
section médiane avec hourdis	65,43	109,57	29106385,37	0,48
section médiane sans hourdis	80,40	69,60	16681995,22	0,54

En Algérie, on utilise souvent des corniches en béton préfabriqué, c'est en effet, le cas pour notre ouvrage.

5.5 Garde-corps

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique. En Algérie, on emploie fréquemment des garde-corps standardisés.

5.6 Conclusion

Le pré-dimensionnement a permis de définir les géométries initiales des deux parties du tablier du viaduc V12 : la partie en poutres préfabriquées en béton précontraint et celle réalisée par encorbellements successifs.

Pour la partie en poutres, une section de 1,50 m de hauteur (hors hourdis), avec un espacement de 1,75 m entre axes, est retenue, assurant la résistance mécanique, la préfabrication et la facilité de pose.

Concernant la partie en encorbellements successifs, une variation parabolique de la hauteur du caisson a été adoptée pour optimiser la résistance aux moments fléchissants, avec une hauteur maximale à l'appui et minimale en travée. Ce choix permet une utilisation rationnelle des matériaux et une meilleure performance structurelle.

Ces pré-dimensionnements constituent une base fiable pour les vérifications aux états limites et l'étude de la précontrainte, tout en assurant la faisabilité technique et la stabilité globale de l'ouvrage.

Chapitre 6

CHARGES ET SURCHARGES



%

Charges et surcharges

6.1 Introduction

Ce chapitre de notre travail, présente les actions appliquées à l'ouvrage, classées selon le Règlement de Conception et de Prédimensionnement des Réseaux (RCPR) [10] en deux catégories :

- Les charges hors trafic,
- Les charges dues au trafic,

Bien que le fléau construit par encorbellements successifs soit isostatique durant la phase de construction, il devient hyperstatique en phase de service après mise en place des appuis définitifs. C'est cette configuration définitive (hyperstatique) qui nous intéresse dans le présent chapitre, car elle correspond à l'état réel de fonctionnement de l'ouvrage sous charges permanentes et d'exploitation.

La phase isostatique, propre à la construction des encorbellements successifs, sera quant à elle traitée dans le chapitre dédié à la stabilité du fléau.

Puisque la partie en poutres préfabriquées est isostatique et que les deux travées sont identiques, il est suffisant d'en étudier une seule. Les sollicitations et le comportement de la seconde seront similaires. La travée 1 a donc été choisie comme cas représentatif.

En ce qui concerne la partie réalisée par encorbellements successifs, bien qu'elle soit également symétrique, elle fonctionne en phase de service comme un système hyperstatique. Pour bien appréhender son comportement, deux cas sont étudiés : d'abord la travée 3 seule, puis les travées 3 et 4 chargées simultanément, ce qui permet d'évaluer à la fois les effets isolés et les effets d'interaction entre les deux travées.

6.1.1 Charges hors trafic

6.1.1.1 Charges permanentes (CP)

Poids propres :

- **Partie en encorbellement successif :** Le poids propre des voussoirs a été obtenu à l'aide du logiciel *Midas Civil*. Après modélisation de la géométrie et insertion du poids volumique du béton (25 kN/m^3), le logiciel a fourni une valeur totale de 22 246 kN pour le travé de rive .
- **Partie en poutres préfabriquées (Fig 6.1) :**

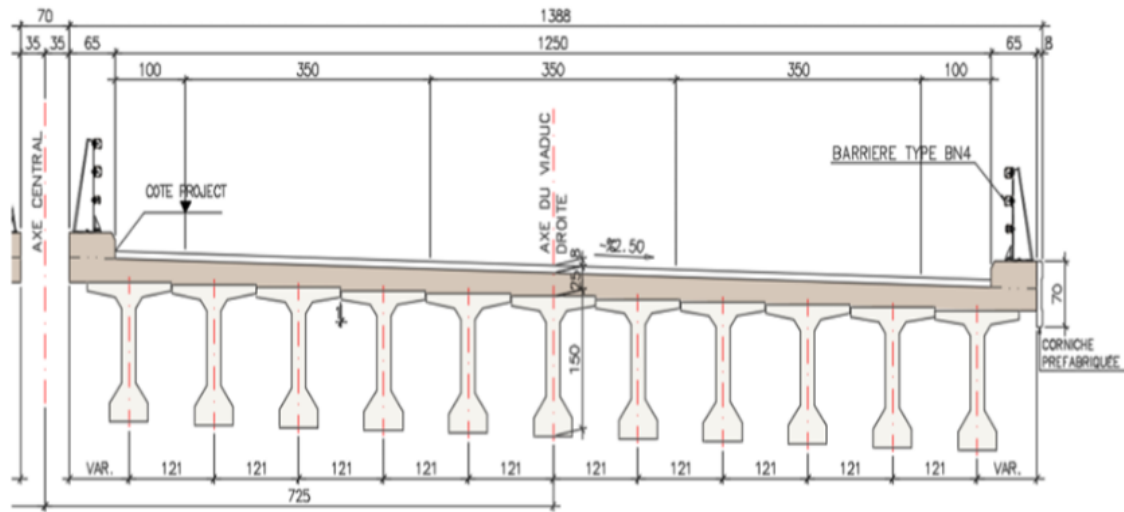


FIGURE 6.1 – Section du tablier de la partie en poutres préfabriquées

- Section d'une poutre : $0,55 \text{ m}^2$
- Nombre de poutres : 11
- Volume total : $0,55 \times 11 \times 30 = 181,5 \text{ m}^3$
- Masse volumique : 25 kN/m^3
- Poids total des poutres : $181,5 \times 25 = 4\,537,5 \text{ kN}$
- Poids de la dalle :

$$P_d = 0,25 \times 13,88 \times 30 \times 25 = 2\,587,5 \text{ kN}$$

6.1.1.2 Charges complémentaires permanentes (Pcc)

- Bordures et corniche :

$$P_{bc} = 2 \times 0,225 \times 25 = 11,25 \text{ kN/m}$$

- Pavage routier :

$$P_r = 0,08 \times 12,50 \times 25 = 25 \text{ kN/m}$$

- Garde-corps :

$$P_{gc} = 2 \times 2 = 4 \text{ kN/m}$$

- **Total charges complémentaires permanentes :**

$$P_{cc} = P_{bc} + P_r + P_{gc} = 11,25 + 25 + 4 = 40,25 \text{ kN/m}$$

⇒ Charge totale sur toute la longueur de l'ouvrage (210 m) : $40,25 \times 210 = 8\,452,5 \text{ kN}$

Dans le tableaux 6.1 et le tableau 6.2 , figurent les poids propres des éléments porteurs et les charges complémentaires

TABLEAU 6.1 – Poids propres

Élément	Poids (kN)
Voussoirs (encorbellement successif)	22 246
Poutres préfabriquées	4 537,5
Dalle (partie poutres)	2 587,5
Total	29 371

TABLEAU 6.2 – Charges complémentaires permanentes

Élément	Valeur linéique (kN/m)	Total (kN)
Bordures et corniche	11,25	2 362,5
Pavage routier	25	5 250
Garde-corps	4	840
Total	40,25	8 452,5

6.1.1.3 Effet du vent

Les efforts dus au vent sont considérés sous forme de pressions horizontales statiques appliquées sur les surfaces exposées de l'ouvrage. Ces pressions, exprimées en valeurs caractéristiques, sont les suivantes :

- **2,00 kN/m²** pour le pont en phase d'exploitation ;
- **1,25 kN/m²** pour le pont en phase de construction.

6.1.2 Charges dues au trafic

6.1.2.1 Classification du pont

Avant de calculer les charges de trafic, il est important de classer notre pont en précisant la largeur roulable, la largeur chargeable et le nombre de voies de circulation.

- Largeur totale : $L_t = 13,88\text{ m}$
- Largeur roulable : $L_r = 13,88 - 0,8 - 2 \times 0,65 = 11,78\text{ m} \approx 12,5\text{ m}$
- Largeur chargeable : $L_{ch} = 12,5 - 2 \times 0,5 = 11,5\text{ m}$
- Nombre de voies : $N_v = \frac{11,5}{3} = 3,83 \Rightarrow 3\text{ voies}$
- Largeur réelle d'une voie : $V = \frac{11,5}{3} = 3,83\text{ m}$
- Classe du pont : 1^{re} classe (car $L_r \geq 7\text{ m}$)

6.1.2.2 Calcul des surcharges routières

Les charges à prendre en compte pour l'évaluation des actions liées au trafic sont définies par le RCPR et comprennent :

- les systèmes de charges A et B,
- les charges militaires et exceptionnelles,
- les effets indirects : efforts de freinage, dérapage, forces centrifuges.

6.1.2.2.1 Système de charges A : Comme les travées du pont ont des longueurs inférieures à 200 m, le RCPR impose que la chaussée soit dimensionnée selon la charge **A2(L)**, définie par :

$$A_2(L) = a_2 \cdot A_1(L) \quad \text{avec} \quad A_1(L) = \max[a_1 \cdot A(L), 4 - 0,002 \cdot L] \quad \text{et} \quad A(L) = 2,30 + \frac{360}{L + 12}$$

Les coefficients a_1 et a_2 dépendent du nombre de voies et de la classe du pont.

Méthodologie adoptée : Le pont étant composé de deux parties :

- Deux travées en poutres préfabriquées (mêmes caractéristiques) → analyse d'une seule travée (la première) .
- Deux travées (3 et 4) réalisées par encorbellements successifs (portées de 75 m chacune) :
→ analyse de la travée 3 seule et analyse des deux travées chargées ensemble

Le cas de la travée 4 seule est écarté à cause de la redondance. Cette approche permet de couvrir toutes les configurations défavorables possibles conformément aux prescriptions du RCPR.

Détermination des coefficients a_1

Le tableau 6.3 représente les valeurs du coefficient a_1 :

TABLEAU 6.3 – Coefficient a_1 selon la classe du pont et le nombre de voies

Classe du pont	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	5 voies	V_0 (m)
1 ^{re} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70	3,50
2 ^e classe	1,00	0,90	-	-	-	3,00
3 ^e classe	0,90	0,80	-	-	-	2,75

Calcul du coefficient a_2 : Le coefficient a_2 s'exprime par le rapport entre la largeur conventionnelle V_0 et la largeur réelle de voie V :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3,8} = 0,92$$

Résultats du système de charges A

Le tableau 6.4 contient les résultats du système des charges A

TABLEAU 6.4 – Calcul de $A_2(L)$ pour différentes configurations

Travées chargées	L (m)	$A(L)$ (kN/m ²)	a_1 (1-2 voies)	$A_1(L)$ (1-2)	a_1 (3 voies)	$A_1(L)$ (3)	$A_2(L)$ (1-2)	$A_2(L)$ (3)
1	30	10,87	1,00	10,87	0,90	9,78	10,00	9,00
3	75	6,44	1,00	6,44	0,90	5,80	5,92	5,33
3 et 4	150	4,52	1,00	4,52	0,90	4,07	4,16	3,74

Conversion en charges linéaires :

Le tableau 6.5 indique les charges linéaires.

TABLEAU 6.5 – Charges linéaires en kN/m pour 3 voies chargées

Travées chargées	$A_2(L) \times L_{ch}$ (kN/m)
1	$9 \times 11,5 = 103,5$
3	$5,33 \times 11,5 = 61,3$
3 et 4	$3,74 \times 11,5 = 43,01$

6.1.2.2.2 Système de charges B :

Étant donné que notre pont est classé en 1re catégorie, le Règlement de Charge pour les Ponts Routiers (RCPR) impose l'examen de trois sous-systèmes distincts, à analyser indépendamment pour chaque élément de l'ouvrage :

- **Système B_c** : camions types,
- **Système B_r** : roue isolée,
- **Système B_t** : essieux tandems (deux essieux couplés).

Système B_c : Camion type

Un camion du système B_c (Fig 6.2) comporte trois essieux, tous équipés de roues simples munies de pneumatiques, avec les caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 300 kN
- Masse portée par chaque essieu arrière : 120 kN
- Masse portée par l'essieu avant : 60 kN
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,50 m
- Distance entre les essieux arrière : 1,50 m
- Distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière : 4,50 m
- Écartement des roues d'un essieu (axe à axe) : 2,00 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m

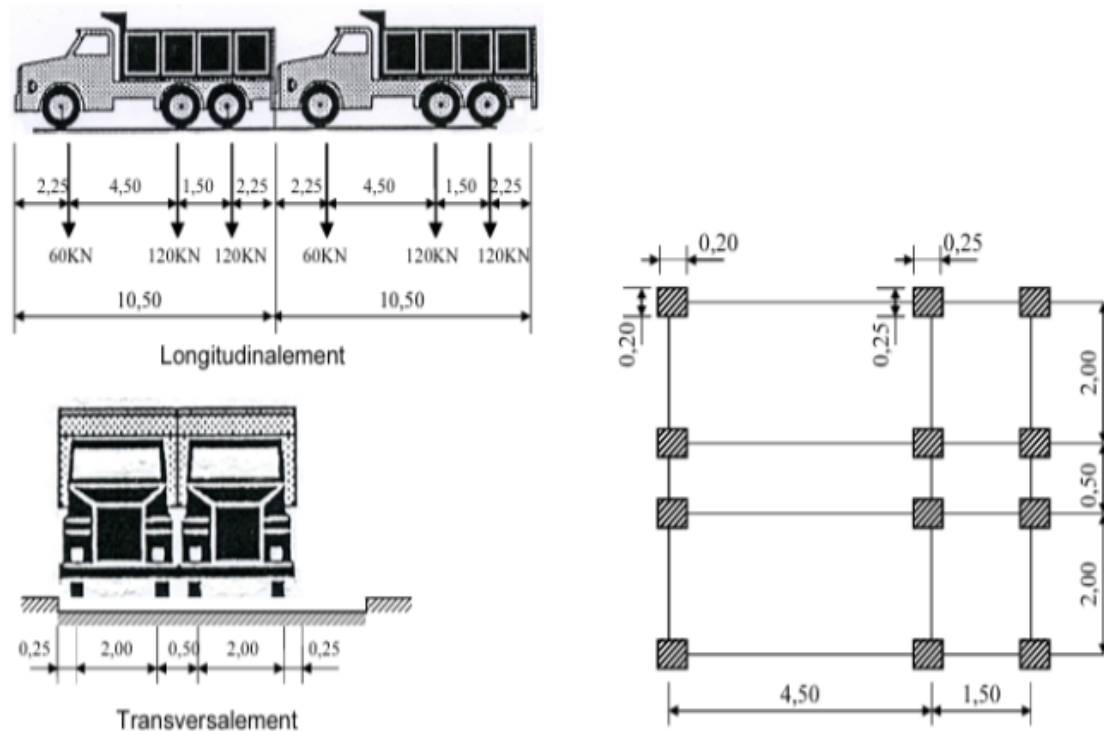


FIGURE 6.2 – Système Bc

Chargement des files de circulation : Pour le chargement de la chaussée, nous considérons autant de files de charge qu'il y a de voies de circulation, en les plaçant dans la position la plus défavorable possible. Moins il y a de files, plus il est difficile d'atteindre cette situation défavorable.

Dans le sens transversal, chaque file est représentée par une bande de 2,5 m de largeur, la première bande étant positionnée au bord de la largeur chargeable.

Dans le sens longitudinal, chaque file est limitée à deux camions.

Selon la classe du pont et le nombre de files prises en compte, les charges du système B_c sont ajustées à l'aide d'un coefficient multiplicateur b_c , qui dépend de la classe du pont ainsi que du nombre de voies chargées. Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU 6.6 – Coefficients b_c selon la classe du pont et le nombre de voies chargées

Classe du pont	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	5 voies
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Pour notre pont de première classe, les valeurs du coefficient b_c sont donc :

$$b_c = \begin{cases} 1,20 & \text{pour 1 voie chargée} \\ 1,10 & \text{pour 2 voies chargées} \\ 0,95 & \text{pour 3 voies chargées} \end{cases}$$

Application numérique

TABLEAU 6.7 – Calcul des charges du système B_c ajustées par b_c

Nombre de voies	B_c (kN)	$2 \times B_c$ (kN)	b_c	$2 \times B_c \times b_c$ (kN)
1	300	600	1,20	720
2	600	1200	1,10	1320
3	900	1800	0,95	1710

Système B_r : roue isolée

La roue isolée, (Fig 6.3), qui constitue le système B_r , porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont :

- le côté transversal mesure 0.60 m
- le côté longitudinal mesure 0.30 m

Ce rectangle d'impact, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. Nous notons :

$$S_{Br} = 100 \text{ kN}$$

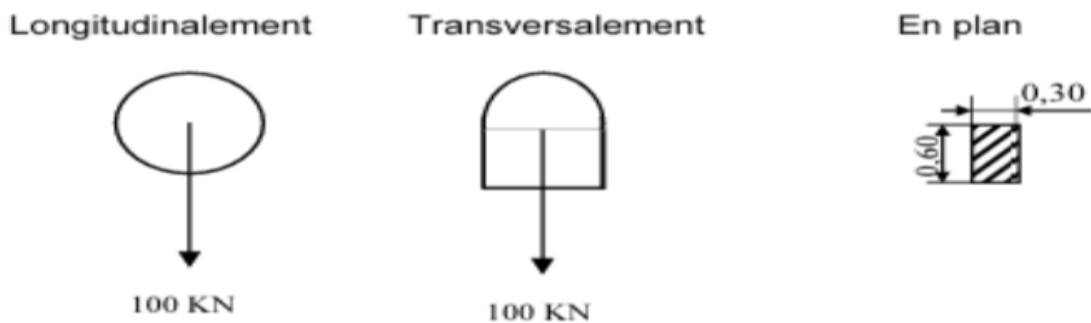


FIGURE 6.3 – Système Br

Système B_t : essieux tandems

Le système B_t est constitué d'un tandem comportant deux essieux, chacun équipé de roues simples pneumatiques. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- Masse portée par chaque essieu : 160 kN
- Entraxe des essieux du tandem : 1.35 m
- Voie (distance entre les roues d'un même essieu) : 2.00 m

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3.00 m de largeur.

Le tablier comporte trois voies de circulation. Toutefois, au maximum deux tandems peuvent être disposés côte à côte.

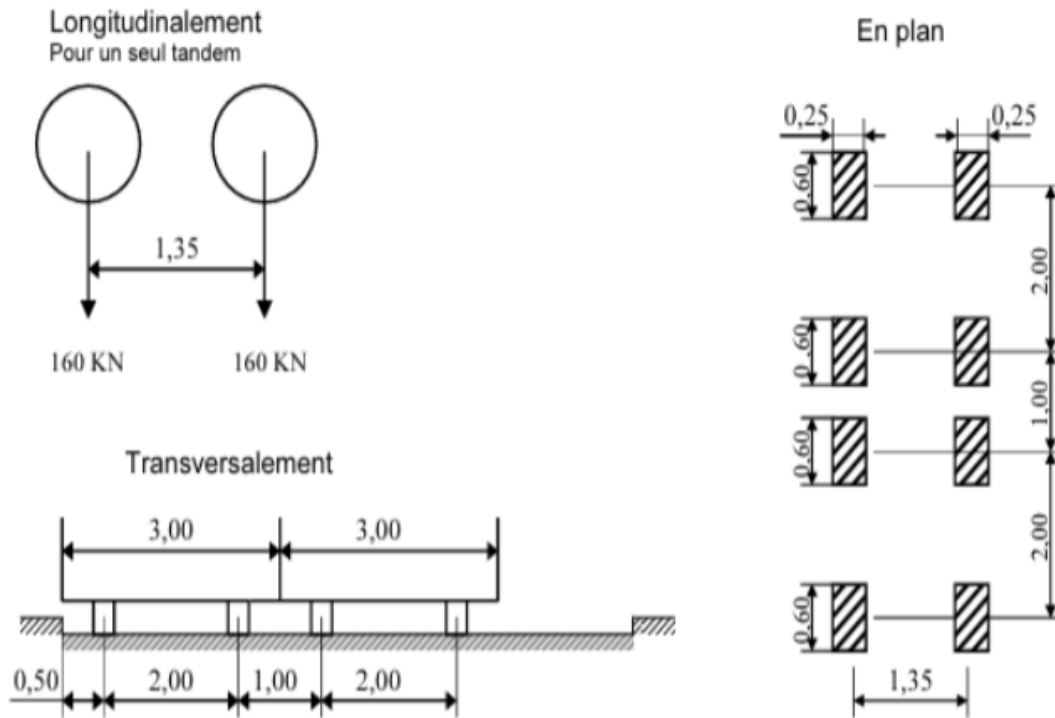


FIGURE 6.4 – Systeme Bt

En fonction de la classe du pont, les charges du système B_t sont multipliées par le coefficient b_t suivant :

TABLEAU 6.8 – Coefficients b_t selon la classe du pont

Classe du pont	Première	Deuxième
b_t	1,20	1,00

TABLEAU 6.9 – Charges B_t ajustées par le coefficient b_t

Nombre de tandems	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,20	384
2	640	1,20	768

Application numérique : (Tableau 6.9)

-

Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique δ , commun aux systèmes B_c , B_t et B_r . Ce coefficient est donné par la formule suivante :

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

où :

- L : longueur de l'élément considéré (en mètres),
- G : charge permanente (en kN),
- S : charge mobile maximale (en kN).

Cas de la première travée (30 m) chargée seule :

$$L = 30 \text{ m}, \quad G = 8347,5 \text{ kN}$$

TABLEAU 6.10 – Majorations dynamiques sur la première travée

Système	S (kN)	δ	$S \times \delta$ (kN)
B_c	1710	1,0864	1857,74
B_r	100	1,0589	105,89
B_t	768	1,0706	822,22

Cas de la troisième travée (75 m) chargée seule :

$$L = 75 \text{ m}, \quad G = 28283,5 \text{ kN}$$

TABLEAU 6.11 – Majorations dynamiques sur la troisième travée

Système	S (kN)	δ	$S \times \delta$ (kN)
B_c	1710	1,0339	1768
B_r	100	1,0255	102,55
B_t	768	1,0290	790,30

Cas des travées 3 et 4 (150 m) chargées simultanément :

$$L = 150 \text{ m}, \quad G = 28283,5 \text{ kN}$$

TABLEAU 6.12 – Majorations dynamiques sur les travées 3 et 4

Système	S (kN)	δ	$S \times \delta$ (kN)
B_c	1710	1,0218	1745,3
B_r	100	1,0134	101,34
B_t	768	1,0169	781

Cas de la troisième travée (75 m) chargée seule :

$$L = 75 \text{ m}, \quad G = 28283,5 \text{ kN}$$

TABLEAU 6.13 – Majorations dynamiques sur la troisième travée

Système	S (kN)	δ	$S \times \delta$ (kN)
B_c	1710	1,0339	1768
B_r	100	1,0255	102,55
B_t	768	1,0290	790,30

Cas des troisième et quatrième travées chargées simultanément :

$$L = 150 \text{ m}, \quad G = 28283,5 \text{ kN}$$

TABLEAU 6.14 – Majorations dynamiques sur les travées 3 et 4

Système	S (kN)	δ	Nouveau S (kN)
B_c	1710	1.0218	1745.3
B_r	100	1.0134	101.34
B_t	768	1.0169	781

6.1.2.2.3 Efforts de freinage :

Les efforts de freinage dus aux charges des systèmes A et B_c agissent horizontalement le long de la chaussée. Ils n'affectent pas directement la stabilité du tablier, mais doivent être pris en compte pour les appuis (piles, culées) et les appareils d'appui.

Efforts de freinage du système A

Pour la charge A , l'effort de freinage F dépend de la surface chargée S et est donné par la formule :

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

où

$$S = L_{ch} \times L = 11.5 \times L$$

(L est la longueur chargée en mètres).

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Remarque : Nous avons pris $L = L_{ch}$ car, plus on charge de voies, plus la surface S augmente, et donc plus l'effort de freinage devient important.

TABLEAU 6.15 – Efforts de freinage dus aux charges du système A

Travées chargées	L (m)	S (m ²)	$A(L)$ (kN/m)	F (kN)
1	30	345	9,00	146,41
3	75	862,5	5,33	200,00
3 et 4	150	1725	3,74	247,78

Efforts de freinage du système B_c

Pour le système B_c , nous supposons qu'un seul camion freine, avec un effort équivalent au poids de ses essieux. Ces efforts ne sont pas majorés pour effets dynamiques. Les charges de trottoir sont appliquées simultanément avec les charges de chaussée afin d'obtenir le cas le plus défavorable.

$$F_{B_c} = 300 \times 1,2 = 360 \text{ kN}$$

6.1.2.2.4 Force centrifuge :

Cette force est spécifique au système de charge B_c et est donnée par :

$$F_c = \frac{80}{R} \times B_c$$

où :

$$R = 700 \text{ m} > 400 \text{ m}, \quad B_c = 300 \text{ kN}$$

D'où :

$$F_c = \frac{80}{700} \times 300 = 34,28 \text{ kN}$$

6.1.2.2.5 Charge militaire Mc 120 Les ponts doivent être dimensionnés pour supporter les véhicules militaires du type Mc 120 (Fig 6.5), susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges *A* et *B*. Ces véhicules peuvent circuler en convois selon les conditions suivantes :

- Dans le sens transversal : un seul convoi est autorisé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais l'espacement entre deux véhicules doit être d'environ 30,5 m.

Caractéristiques du véhicule Mc 120 (Fig 6.5) :

- Masse totale : 1100 kN (soit 110 tonnes)
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m

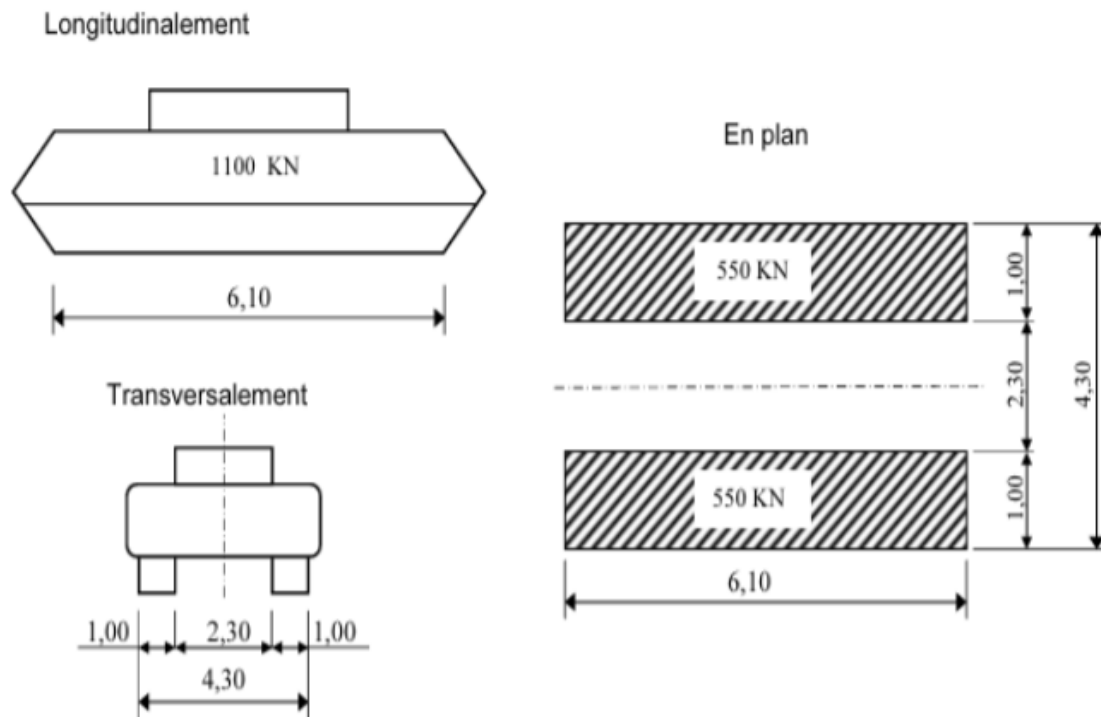


FIGURE 6.5 – Systeme Mc 120

TABEAU 6.16 – Effets de la charge militaire Mc 120

Travées chargées	L (m)	Nb de convois	S_{Mc120} (kN)	G (kN)	δ	Nouveau S (kN)
1	30	1	1100	8347,5	1,0763	1183,93
3	75	2	2200	28283,5	1,0365	2280,30
3 et 4	150	4	4400	28283,5	1,0354	4555,80

6.1.2.2.6 Charges exceptionnelles Les véhicules des convois exceptionnels ne peuvent pas circuler en convoi. Le nombre de véhicules est donc limité à un seul véhicule. Transversalement, l'axe longitudinal est supposé situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable. Aucune majoration dynamique n'est appliquée, ces véhicules étant considérés comme circulant très lentement.

Convoi type E360 (Fig 6.6) :

Le convoi de type E360 se compose de trois remorques de quatre lignes à trois essieux, supportant une charge totale de 3600 kN. Cette charge est répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de :

$$\text{Largeur} = 5.10 \text{ m}, \quad \text{Longueur} = 18.60 \text{ m}$$

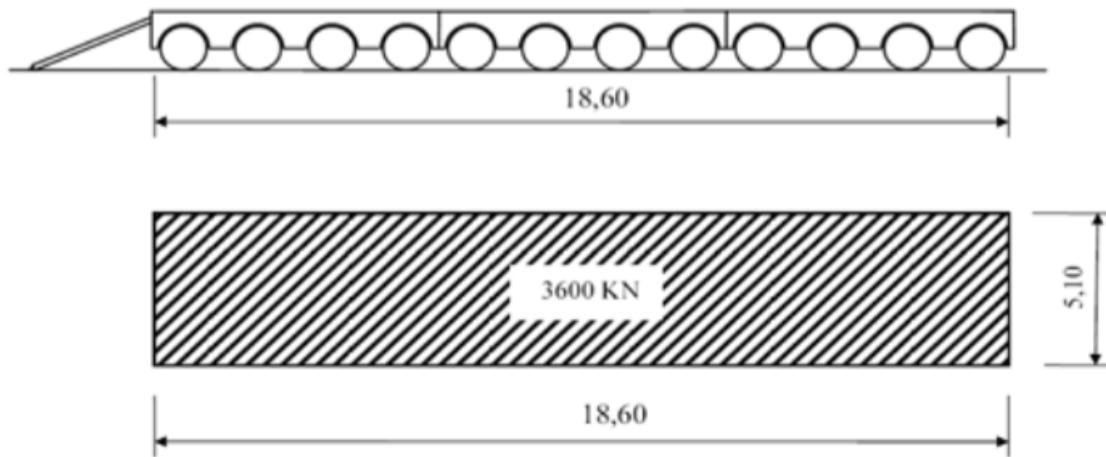


FIGURE 6.6 – Systeme E 360

Remarques :

- Les charges de type D240 et D280 n'ont pas été utilisées dans cette étude, car les charges militaires et exceptionnelles considérées sont plus défavorables.
- La charge exceptionnelle E360 n'est pas soumise à des majorations pour effets dynamiques.
- En raison de son déplacement lent, La charge exceptionnelle E360 est considérée comme une charge purement statique, ne générant ni effort de freinage, ni force centrifuge.

6.2 Calcul des efforts internes

6.2.1 Moments fléchissants longitudinaux

6.2.1.1 Moment fléchissant dû au poids propre

La charge linéique totale du poids propre est :

$$Q_{PP} = 7.63 \times 2 + 86.25 + 25 + 151.25 = 278 \text{ kN/m}$$

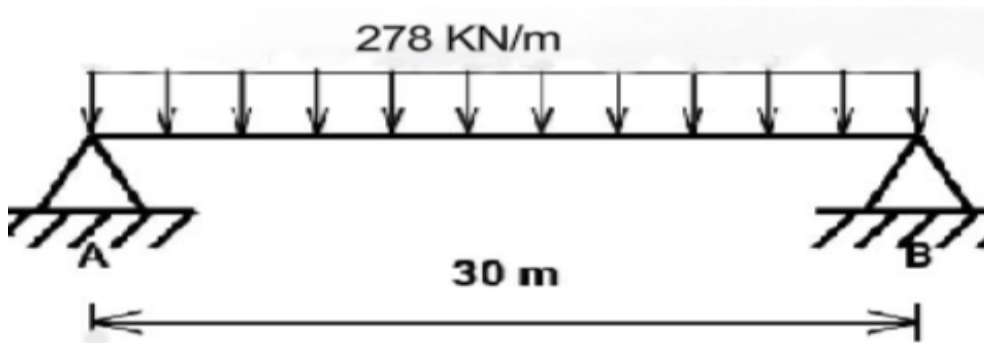


FIGURE 6.7 – Poutre sous la charge du poids propre.

Le moment fléchissant maximal au milieu de la travée ($L = 30 \text{ m}$) est :

$$M_{\max, PP} = \frac{Q_{PP} L^2}{8} = \frac{278 \times 30^2}{8} = 31\,275 \text{ kN m}$$

Moment par poutre (division par 11) :

$$M_{\text{poutre}, PP} = \frac{31275}{11} \approx 2843.18 \text{ kN m} = 2.84 \text{ MN m}$$

6.2.1.2 Système A

Charge linéique :

$$Q_A = 103.5 \text{ kN/m}$$

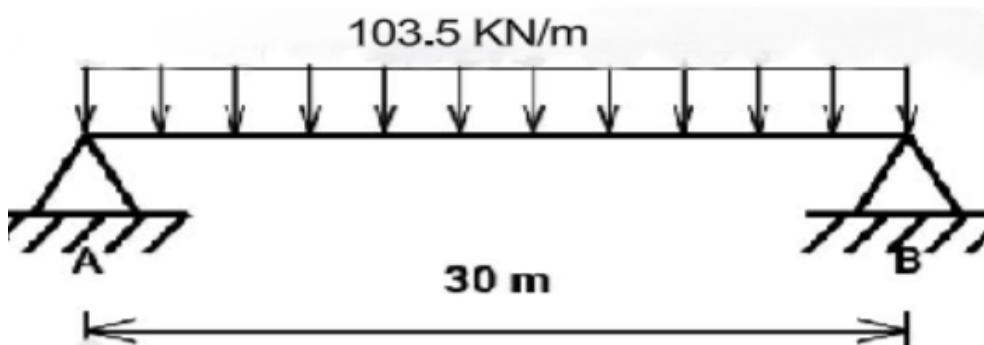


FIGURE 6.8 – Poutre sous la charge du système A.

Moment maximal :

$$M_{\max,A} = \frac{Q_A L^2}{8} = \frac{103.5 \times 30^2}{8} = 11\,643.75 \text{ kN m}$$

Moment par poutre (division par 11) :

$$M_{\text{poutre},A} = \frac{11643.75}{11} \approx 1058.52 \text{ kN m} = 1.06 \text{ MN m}$$

6.2.1.3 Système B_c

Le moment fléchissant maximal est déterminé par la méthode des lignes d'influence.

$$M = \sum_{i=1}^6 F_i \cdot y_i$$

où y_i est l'ordonnée de la ligne d'influence du moment en milieu de travée ($a = 15 \text{ m}$), donnée par :

$$y_i = \begin{cases} \frac{x_i(L-a)}{L}, & \text{si } x_i \leq a \\ \frac{a(L-x_i)}{L}, & \text{si } x_i > a \end{cases} \quad \text{avec } L = 30 \text{ m}$$

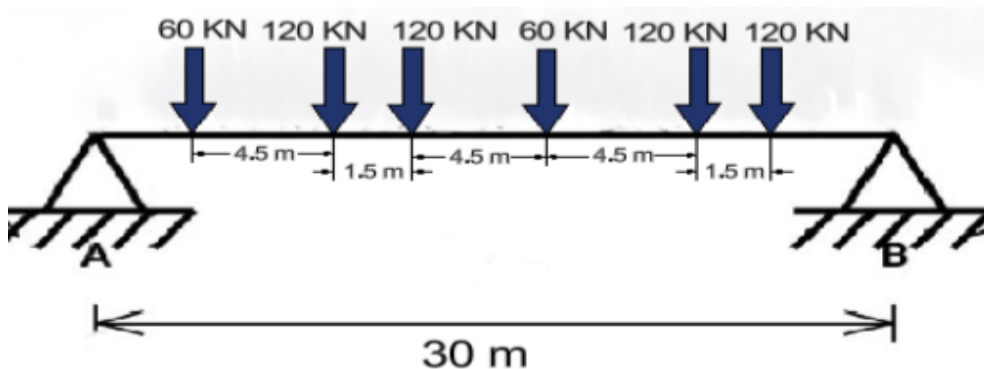


FIGURE 6.9 – Poutre sous la charge du système B_c .

TABEAU 6.17 – Calcul du moment maximal sous le convoi B_c

Essieu	x_i (m)	F_i (kN)	y_i (m)	$F_i \cdot y_i$ (kNm)
F_1	6.0	60	3.00	180
F_2	10.5	120	5.25	630
F_3	12.0	120	6.00	720
F_4	16.5	60	6.75	405
F_5	21.0	120	4.50	540
F_6	22.5	120	3.75	450
Moment total				2 925 kNm
Moment par poutre (2925/11)				265.91 kNm

Le moment maximal par poutre pour le système B_c est 0.266 MN m.

6.2.1.4 Système B_t

Le système B_t est composé de deux charges concentrées de 160 kN, espacées de 1.35 m, positionnées symétriquement au milieu de la travée.

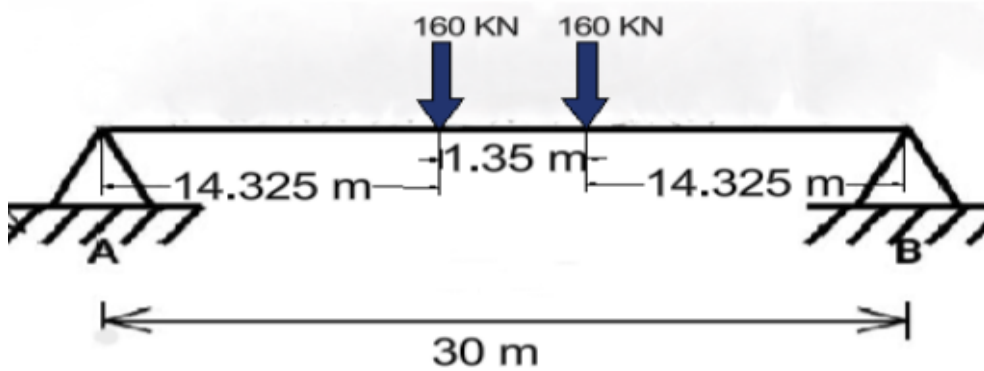


FIGURE 6.10 – Poutre sous la charge du système B_t .

Réactions aux appuis : $R_A = R_B = 160$ kN. Moment maximal :

$$M_{\max, B_t} = R_A \cdot 15 \text{ m} - F_1 \cdot 0.675 \text{ m} = 160 \cdot 15 - 160 \cdot 0.675 = 2292 \text{ kN m}$$

Moment par poutre :

$$M_{\text{poutre}, B_t} = \frac{2292}{11} \approx 208.36 \text{ kN m} = 0.208 \text{ MN m}$$

6.2.1.5 Système M_{c120}

Charge linéique :

$$Q_{M_{c120}} = \frac{1183.93}{6.1} \approx 194 \text{ kN/m}$$

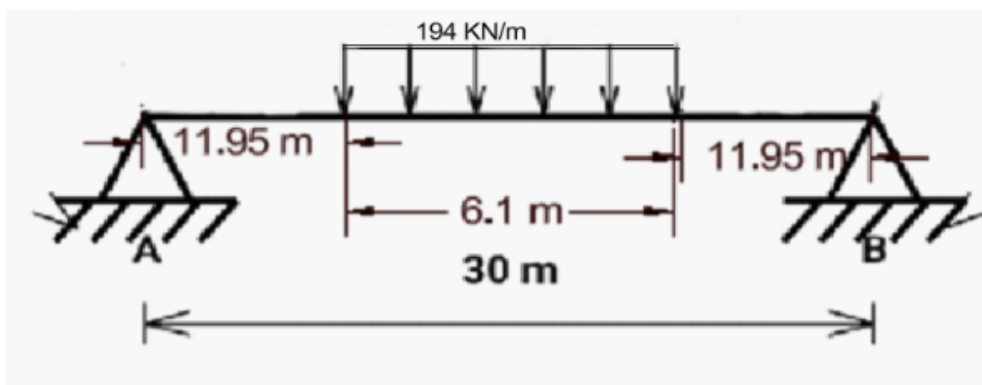


FIGURE 6.11 – Poutre sous la charge du système M_{c120} .

Moment maximal avec longueur chargeable $a = 6.1$ m :

$$M_{\max, M_{c120}} = \frac{Q_{M_{c120}} \times a}{8} \times (2L - a) = \frac{194 \times 6.1}{8} \times (2 \times 30 - 6.1) = 7973.15 \text{ kN m}$$

Moment par poutre (division par 11) :

$$M_{\text{poutre}, M_{c120}} = \frac{7973.15}{11} \approx 724.83 \text{ kN m} = 0.725 \text{ MN m}$$

6.2.1.6 Système E360

Charge linéique :

$$Q_{E360} = \frac{3600}{18.6} \approx 194 \text{ kN/m}$$

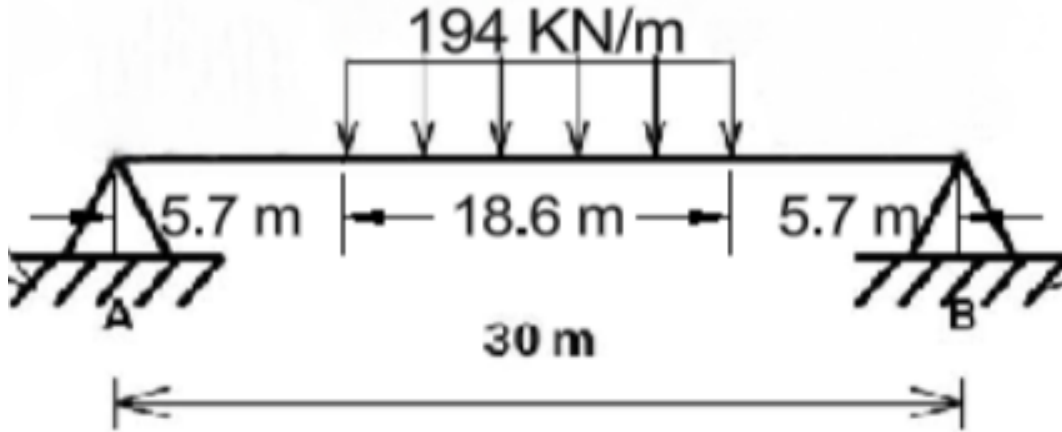


FIGURE 6.12 – Poutre sous la charge du système E360.

Moment maximal avec longueur chargeable $a = 18.6 \text{ m}$:

$$M_{\max, E360} = \frac{Q_{E360} \times a}{8} \times (2L - a) = \frac{194 \times 18.6}{8} \times (2 \times 30 - 18.6) = 18\,673.47 \text{ kN m}$$

Moment par poutre (division par 11) :

$$M_{\text{poutre}, E360} = \frac{18\,673.47}{11} \approx 1\,697.59 \text{ kN m} = 1.70 \text{ MN m}$$

6.2.2 Calcul de l'Effort Tranchant

6.2.2.1 Effort tranchant dû au Poids Propre

L'effort tranchant maximal est la réaction d'appui :

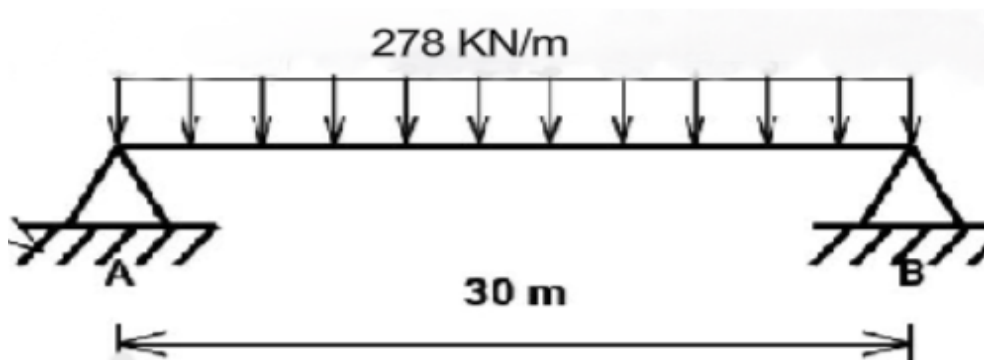


FIGURE 6.13 – Poutre sous la charge du poids propre.

$$T_{\max,PP} = R_A = \frac{Q_{PP}L}{2} = \frac{278 \times 30}{2} = 4170 \text{ kN}$$

Effort tranchant par poutre (division par 11) :

$$T_{\text{poutre},PP} = \frac{4170}{11} \approx 379.09 \text{ kN} = 0.379 \text{ MN}$$

6.2.2.2 Système A

L'effort tranchant maximal est la réaction d'appui :

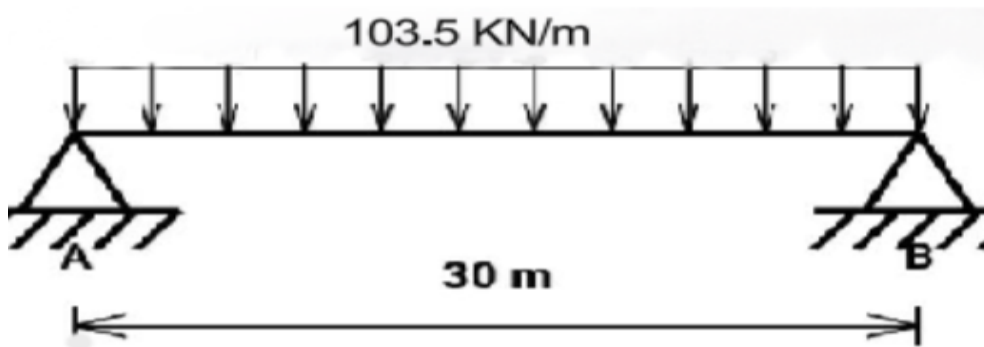


FIGURE 6.14 – Poutre sous la charge du système A.

$$T_{\max,A} = R_A = \frac{103.5 \times 30}{2} = 1552.5 \text{ kN}$$

Effort tranchant par poutre (division par 11) :

$$T_{\text{poutre},A} = \frac{1552.5}{11} \approx 141.14 \text{ kN} = 0.141 \text{ MN}$$

6.2.2.3 Système B_c

L'effort tranchant maximal est déterminé par ligne d'influence. Le tableau ci-dessous présente un calcul à une section donnée.

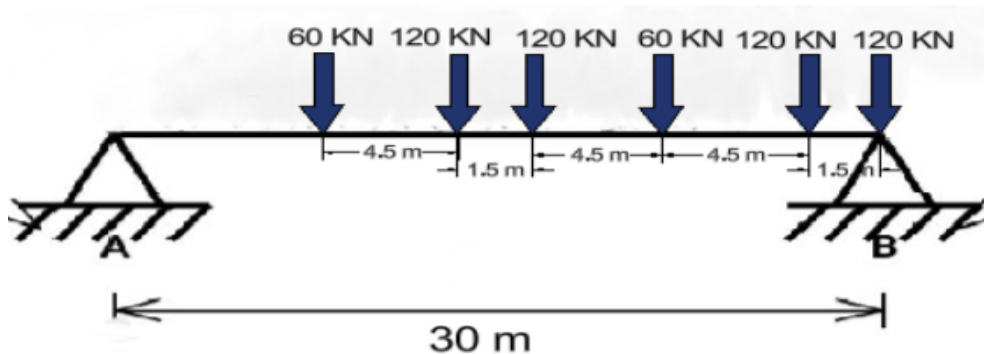


FIGURE 6.15 – Poutre sous la charge du système B_c (pour l'effort tranchant).

TABLEAU 6.18 – Calcul de l'effort tranchant à la section $x = 24.0$ m pour le système B_c

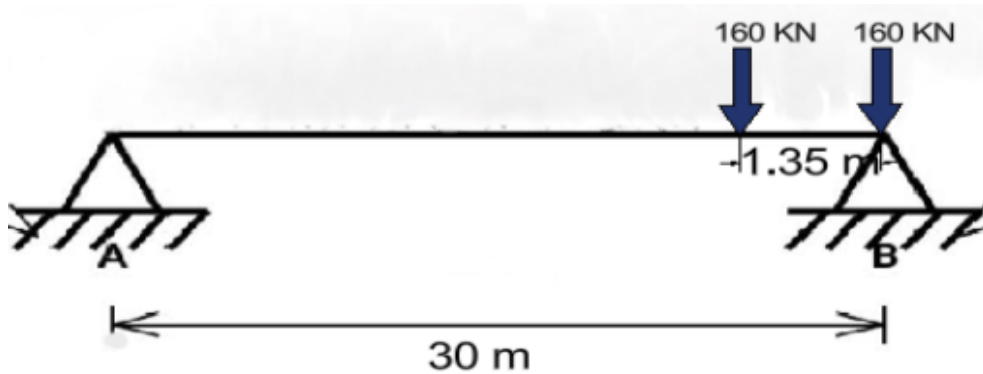
Essieu	x_i (m)	F_i (kN)	y_i	$F_i \cdot y_i$ (kN)
F_1	16.50	60	+1	60
F_2	21.00	120	+1	120
F_3	22.50	120	+1	120
F_4	24.00	60	0	0
F_5	28.50	120	-1	-120
F_6	30.00	120	-1	-120
Effort tranchant total à $x = 24.0$ m				60 kN

Effort tranchant maximal par poutre :

$$T_{\text{poutre}, B_c} = \frac{60}{11} \approx 5.45 \text{ kN} = 0.0055 \text{ MN}$$

6.2.2.4 Système B_t

La seconde charge est placée à l'extrémité droite de la travée (30 m) pour le cas le plus défavorable.

FIGURE 6.16 – Poutre sous la charge du système B_t (pour l'effort tranchant).

L'effort tranchant maximal correspond à la réaction d'appui gauche R_A :

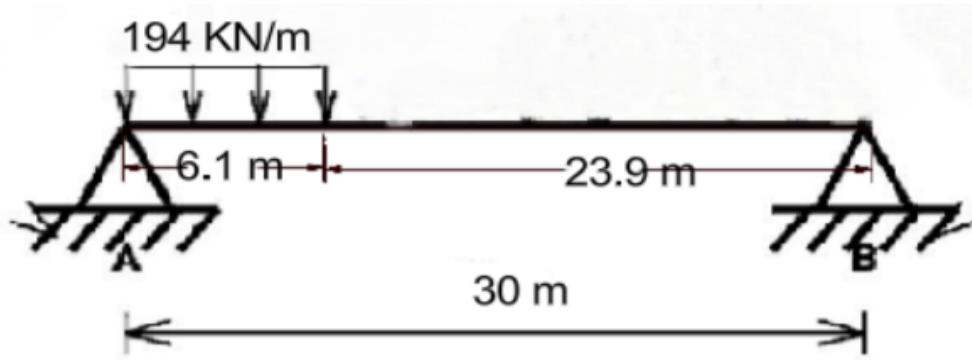
$$V_{\text{max}, B_t} = R_A = \frac{160 \cdot (30 \text{ m} - 28.65 \text{ m})}{30} = \frac{160 \cdot 1.35}{30} = 7.2 \text{ kN}$$

Effort tranchant par poutre :

$$V_{\text{poutre}, B_t} = \frac{7.2}{11} \approx 0.655 \text{ kN} = 0.00066 \text{ MN}$$

6.2.2.5 Système M_{c120}

La charge mobile est placée au plus proche d'un des appuis pour l'effort tranchant maximal.

FIGURE 6.17 – Poutre sous la charge du système M_{c120} .

Équilibre vertical : $R_A + R_B = 1183.93 \text{ kN}$.

Moment autour de A : $30R_B - 1183.93 \times 3.05 = 0 \Rightarrow R_B = 120.36 \text{ kN}$.

La réaction R_A est : $R_A = 1183.93 - 120.36 = 1063.57 \text{ kN}$.

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max, Mc120} = R_A = 1063.57 \text{ kN}$$

Effort tranchant par poutre (division par 11) :

$$T_{\text{poutre}, Mc120} = \frac{1063.57}{11} \approx 96.69 \text{ kN} = 0.0967 \text{ MN}$$

6.2.2.6 Système E360

La charge est positionnée pour maximiser la réaction d'appui.

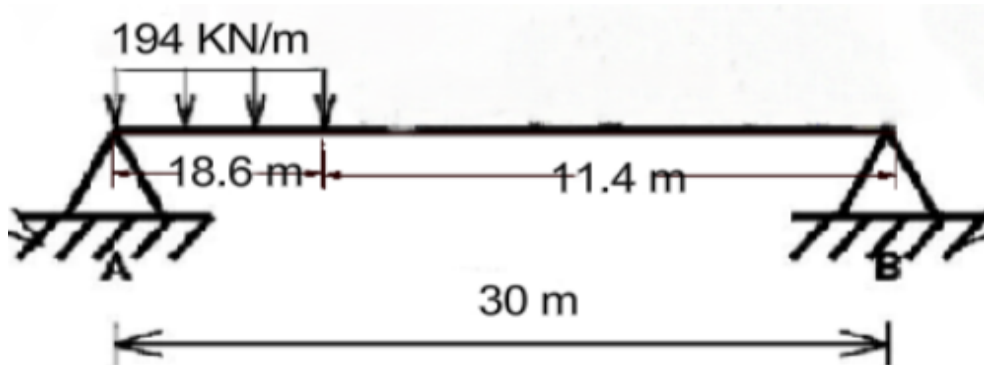


FIGURE 6.18 – Poutre sous la charge du système E360.

Équilibre vertical : $R_A + R_B = 3600 \text{ kN}$.

Moment autour de A : $30R_B - 3600 \times 9.3 = 0 \Rightarrow R_B = 1116 \text{ kN}$.

La réaction R_A est : $R_A = 3600 - 1116 = 2484 \text{ kN}$.

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max, E360} = R_A = 2484 \text{ kN}$$

Effort tranchant par poutre (division par 11) :

$$T_{\text{poutre}, E360} = \frac{2484}{11} \approx 225.82 \text{ kN} = 0.226 \text{ MN}$$

6.2.3 Efforts Internes Maximaux par Poutre

Le tableau 6.19 présente un récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants maximaux enregistrés pour chaque poutre, en fonction des différentes combinaisons de charges appliquées

TABLEAU 6.19 – Moments fléchissants et efforts tranchants maximaux par poutre

Système	Moments max (MN.m)	Effort tranchant max (MN)
Poids propre	2.84	0.379
A	1.06	0.141
B_c	0.266	0.0055
B_t	0.208	0.00066
M_{c120}	0.725	0.0967
E360	1.70	0.226

Chapitre 7

ETUDE LONGITUDINALE DE LA PARTIE ENCORBELLEMENT SUCCESSIF ET MODELISATION



Modélisation

7.1 Logiciel de calcul (Partie encorbellement successif)

Nous avons choisi le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis : **MIDAS Civil**.

7.1.1 MIDAS Civil

MIDAS Civil est un logiciel d'analyse et de conception de structures spécialement développé pour les ingénieurs civils travaillant sur des ouvrages d'art tels que les ponts, viaducs, passerelles, tunnels et autres infrastructures linéaires. Il est édité par la société MIDAS IT, une entreprise sud-coréenne spécialisée dans le développement de logiciels d'ingénierie.

7.1.2 Modèle de structure

La modélisation permet d'élaborer un modèle capable de décrire de manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Elle est effectuée en suivant les étapes suivantes :

1. Implantation dans l'espace des points nœuds de l'ouvrage.
2. Définition de la structure par des éléments plaques.
3. Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
4. Affectation des matériaux utilisés.
5. Définition des appuis.
6. Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons.
7. Calcul et exploitation des résultats.

7.1.2.1 Modélisation de la structure et définition des éléments

La modélisation de l'ouvrage est réalisée de manière rigoureuse à partir des données topographiques et géométriques du tracé. La structure est représentée à l'aide d'éléments plaques pour le hourdis du tablier, avec une modélisation individuelle des voussoirs. Cette approche permet de simuler les phases d'encorbellements successifs, d'intégrer les effets différés (fluage, retrait, pertes de précontrainte) et d'analyser la redistribution des efforts au cours de la construction.

Les matériaux utilisés sont définis selon leurs caractéristiques mécaniques spécifiques (module d'élasticité, masse volumique, coefficient de Poisson, etc.) et affectés aux différentes composantes de la structure.

À l'issue de ces étapes, un modèle complet et cohérent de l'ouvrage est obtenu, prêt à être exploité dans le cadre des analyses structurelles.

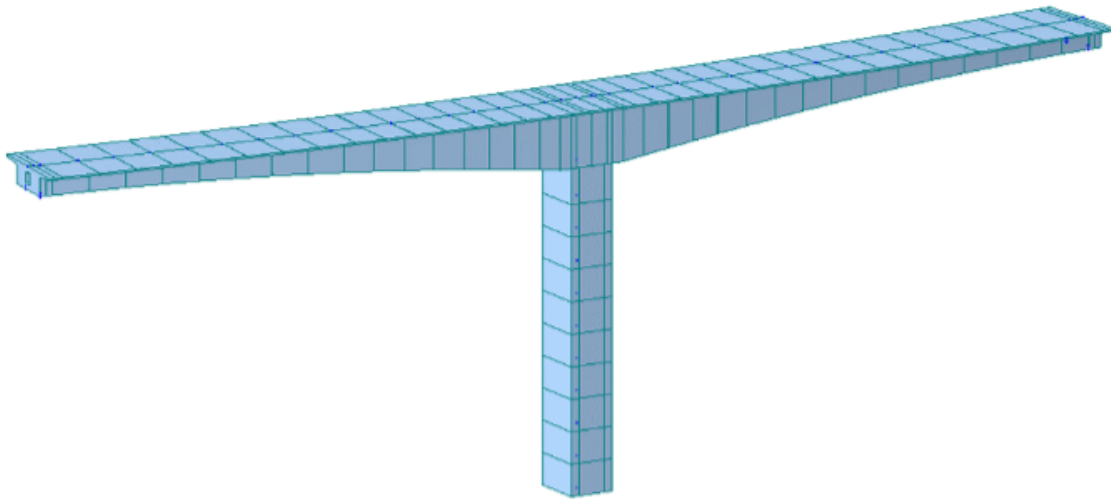


FIGURE 7.1 – Vue décalée du modèle de calcul de la structure

7.1.2.2 Introduction des charges dans le modèle numérique

7.1.2.3 Poids propre et poids de superstructure

L'application du poids propre est effectuée en activant la charge gravitaire à partir du menu **Load > Static Load > Self Weight**, avec une direction verticale descendante (généralement -Y). Le logiciel calcule automatiquement la charge répartie en fonction de la densité du matériau et des dimensions géométriques de la section, en particulier l'épaisseur variable du hourdis. Cette méthode assure une modélisation réaliste de la distribution des charges permanentes, essentielle pour l'évaluation précise de la flèche du tablier.

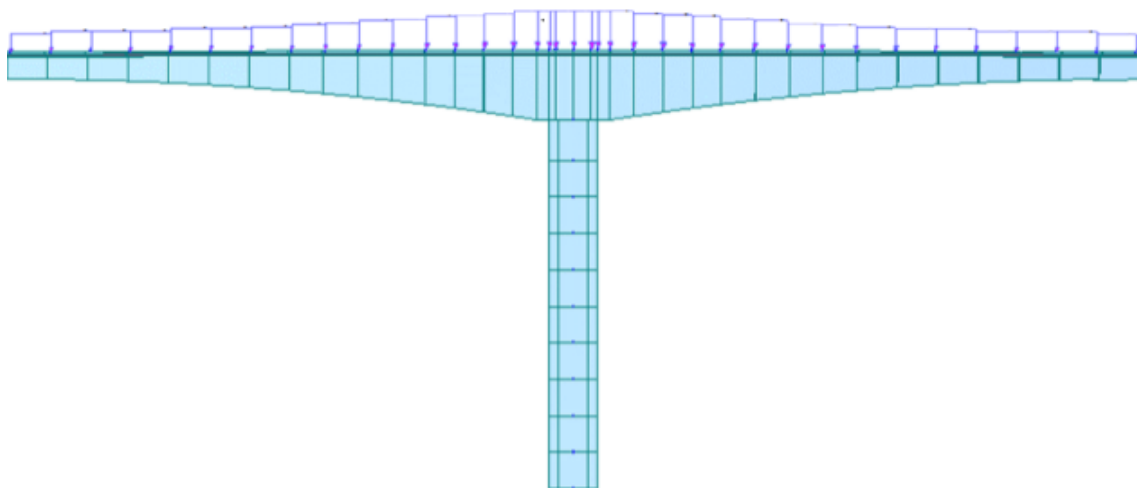


FIGURE 7.2 – Distribution du poids des voussoirs sur le modèle

Distribution du poids des voussoirs sur le modèle (Fig 7.2)

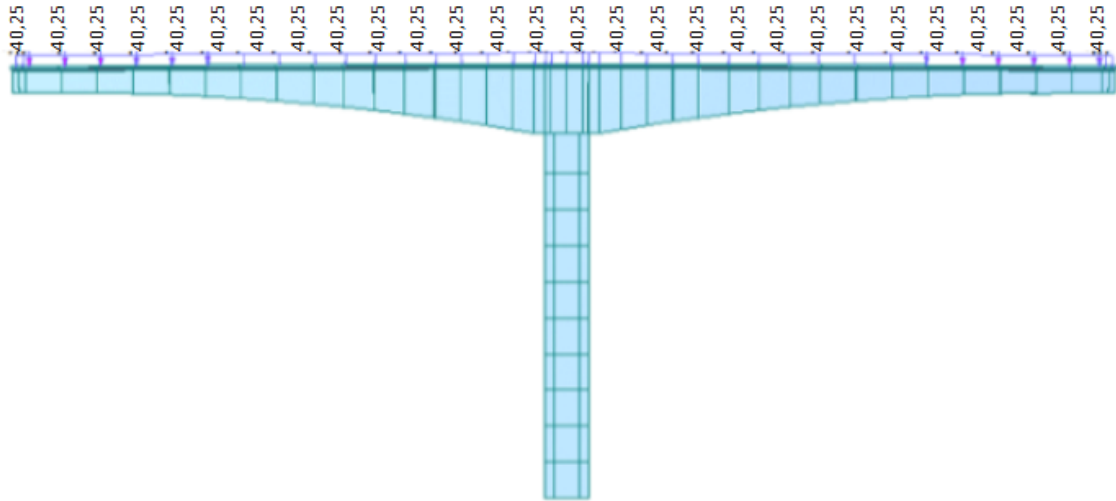


FIGURE 7.3 – Modelisation des charges complémentaires

Modelisation des charges complémentaires(Fig 7.3)

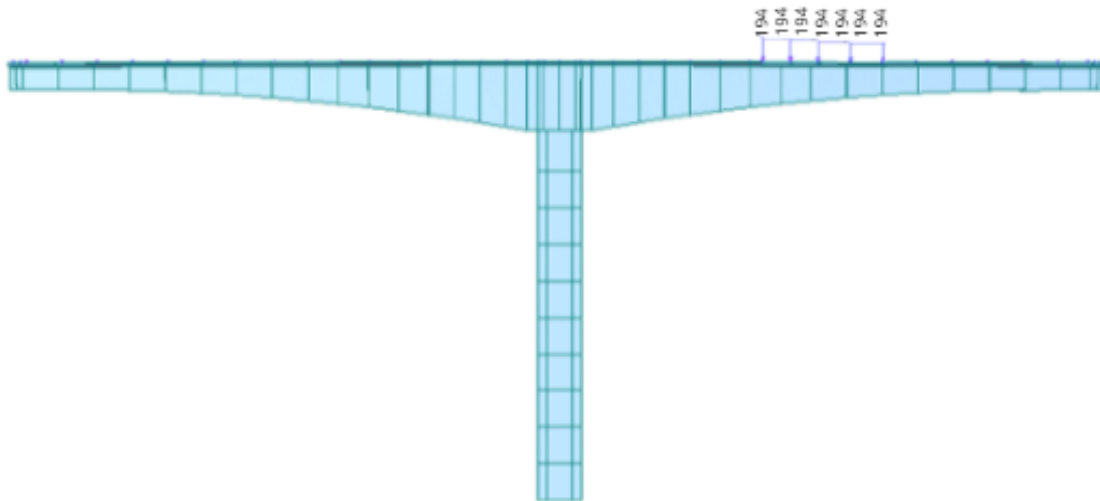


FIGURE 7.4 – Modelisation de la charge du convoi E360

Modelisation de la charge du convoi E360 (figure 7.4)

7.1.2.4 Charges mobiles

L'application s'effectue via le menu **Load > Moving Load > Vehicle Definition**, permettant de définir les configurations de véhicules types (convoi exceptionnel, etc.). Ensuite, à travers **Load > Moving Load > Load Case**, les véhicules sont assignés à des trajectoires définies le long de l'axe du tablier. Cette approche permet de simuler le passage des charges roulantes sur l'ouvrage et d'analyser les effets maximaux générés en termes d'efforts internes, de réactions d'appui et de déformations.

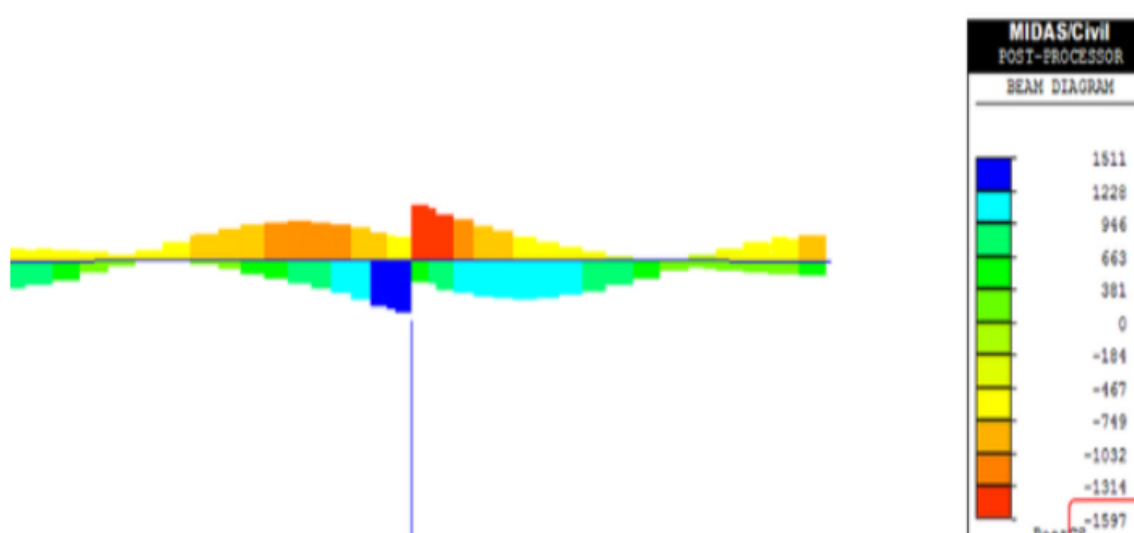


FIGURE 7.5 – Courbe enveloppe du moument (Convoi type E360 (KN*m)

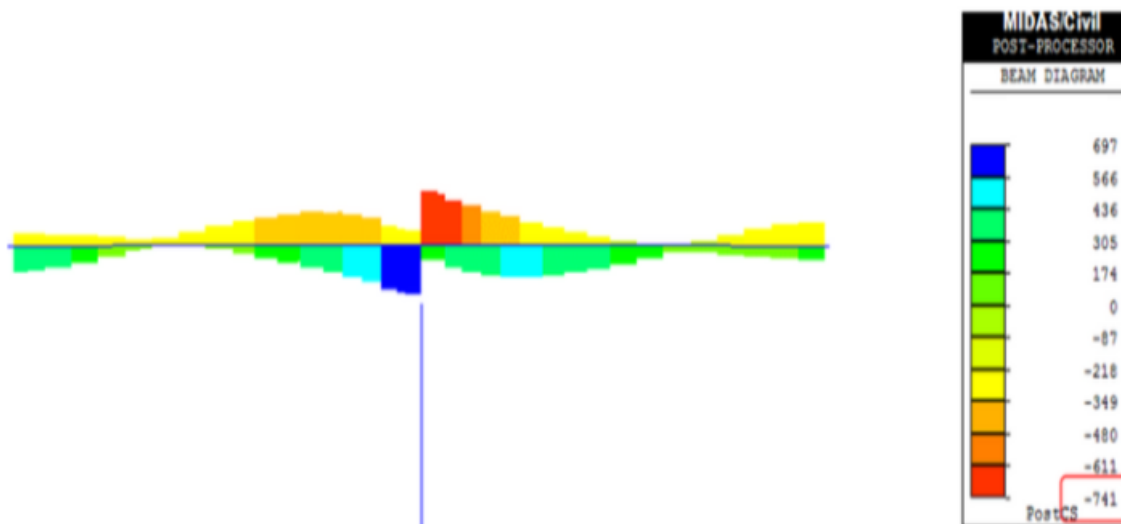


FIGURE 7.6 – Courbe enveloppe du moument (Convoi Militaire Mc120 (kN*m)

7.1.2.5 Comportement Structurel : Résultats et Analyse

La combinaison la plus pénalisante pour déterminer le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal sur le tablier est obtenue en appliquant simultanément les facteurs 1,35 sur les charges permanentes (G) et 1,35 sur le chargement roulant de type E360(Fig 7.7)(Fig 7.8)

7.1.2.6 Courbe enveloppe de l'effort tranchant max en KN

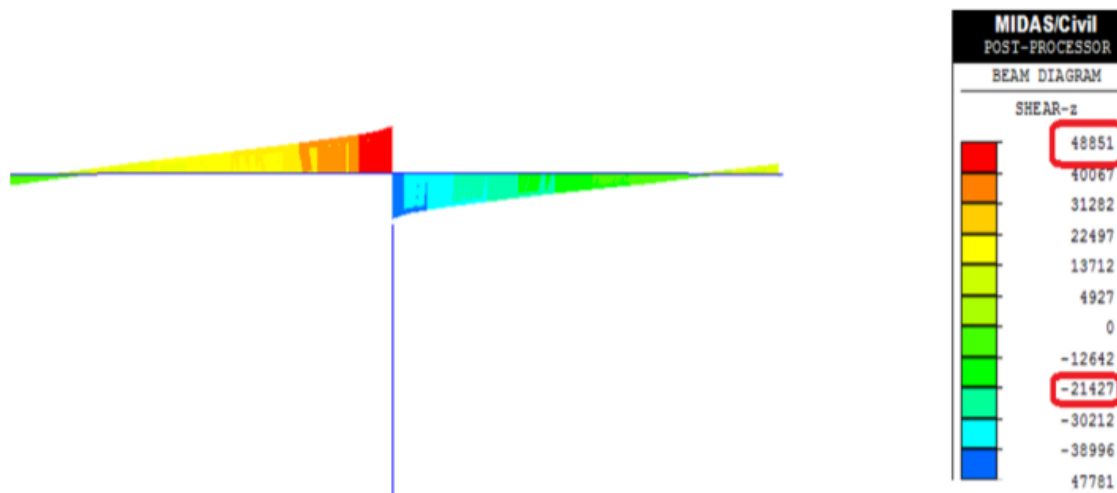


FIGURE 7.7 – Courbe enveloppe de l'effort tranchant (Combinaisons 1,35G + 1,35 E360)

7.1.2.7 Courbe enveloppe du moment en KN*m

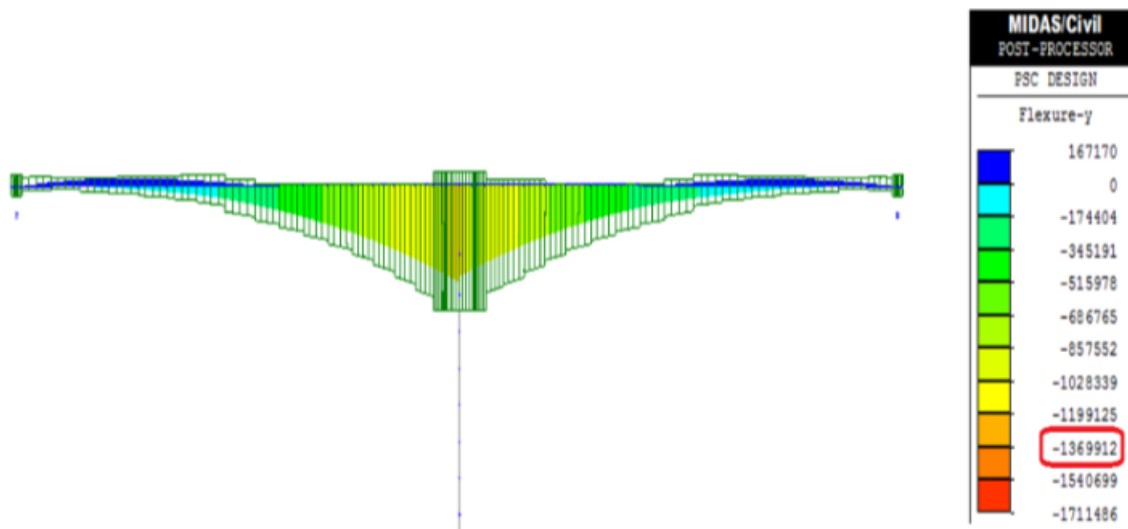


FIGURE 7.8 – Courbe enveloppe du moment (Combinaisons 1,35G + 1,35 E360)

Chapitre 8

ÉTUDE LONGITUDINALE DE LA PARTIE EN POUTRES PRÉFABRIQUÉES ET MODÉLISATION



Modélisation de la partie en poutres avec CSI Bridge

CSI Bridge permet une modélisation paramétrique automatisée avec génération de charges, analyses linéaires, modales et non linéaires, et intégration directe du dimensionnement. **Midas Civil** offre des fonctionnalités avancées pour les analyses par étapes de construction, la précontrainte avec pertes différées, les effets différés (fluage, retrait), l'interaction sol-structure, et la vérification selon plusieurs normes internationales, dont l'Eurocode et le RPOA.

Utilisation de CSI Bridge

Le logiciel **CSI Bridge** a été utilisé pour la modélisation locale de la partie en poutres préfabriquées. Les étapes principales sont les suivantes :

- Définition de l'axe longitudinal (*Line*) et des poutres (*Frame*).
- Choix du modèle de poutre (section en I en béton) et saisie des dimensions.
- Attribution des propriétés des matériaux : béton C30/37 et C40/50.
- Création de la section de dalle (*Deck Section*) : nombre de poutres, dimensions, entraxes.
- Application des charges permanentes et d'exploitation, insertion des voies de circulation (*Lanes*).
- Définition des cas de charge et des combinaisons aux ELS et ELU.
- Lancement de l'analyse statique et extraction des efforts internes.

Cette modélisation a permis de vérifier localement les sollicitations et de compléter l'analyse globale réalisée sous MIDAS Civil.

8.1 Modélisation du tablier

Le tablier est constitué de plusieurs poutres préfabriquées en béton armé, reliées par une dalle coulée en place. La chaussée comporte trois voies de circulation de 3,80 m chacune, soit une largeur totale de 11,40 m.

Les figures ci-dessous illustrent la géométrie du tablier modélisé dans CSI Bridge, avec la disposition des voies et des poutres.

8.2 Charges permanentes

Les charges permanentes considérées sont résumées dans le tableau suivant :

Les figures ci-dessous illustrent les modélisations de ces éléments.

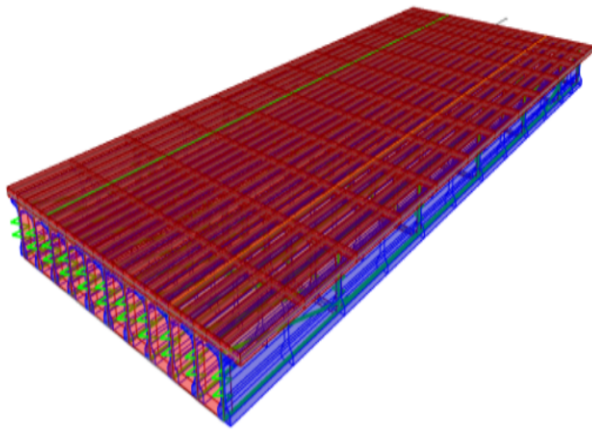


FIGURE 8.1 – Modélisation du tablier

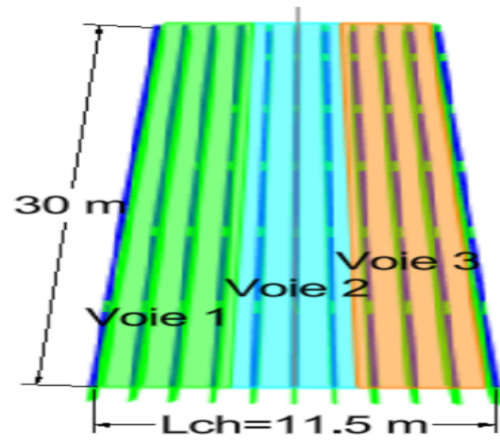


FIGURE 8.2 – Modélisation des voies

TABLEAU 8.1 – Charges permanentes prises en compte

Élément	Valeur
Poids propre de la dalle	6,25 kN/m ²
Poids des équipements latéraux (bordures, corniches, garde-corps)	7,63 kN/ml
Poids du revêtement routier	2,00 kN/m ²

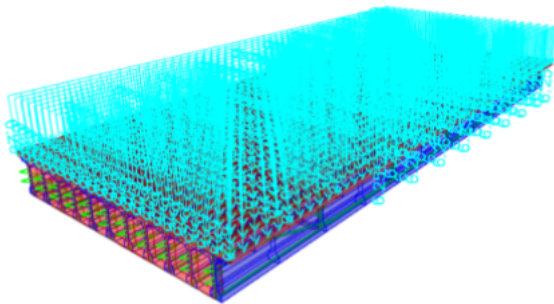


FIGURE 8.3 – Modélisation des charges de la dalle

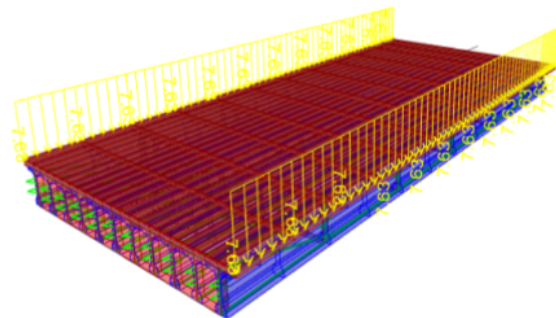


FIGURE 8.4 – Modélisation des équipements latéraux (bordures, corniches, garde-corps)

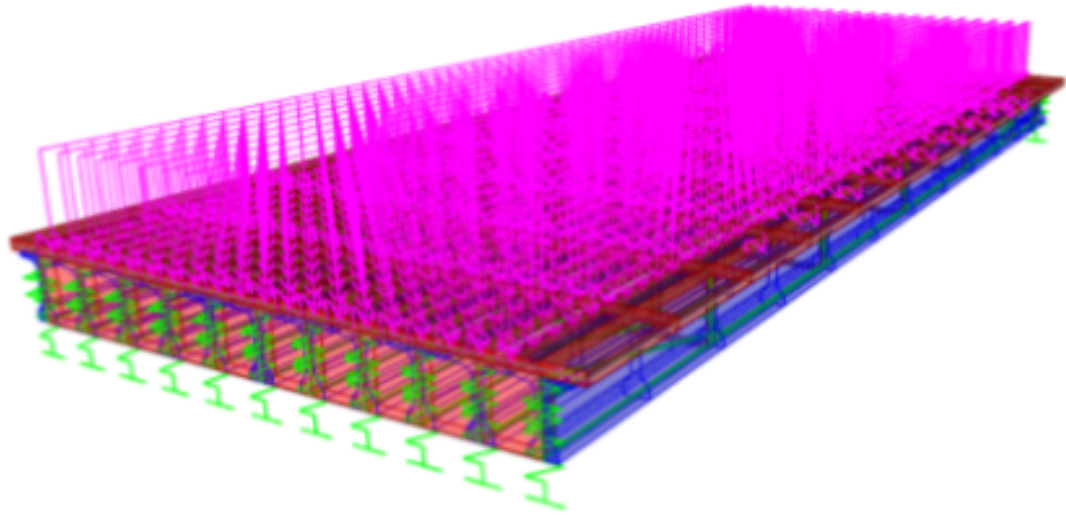


FIGURE 8.5 – Modelisation du pavage routier

Les figures ci-dessous illustrent les résultats obtenus par le logiciel pour la poutre la plus sollicitée : le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal.

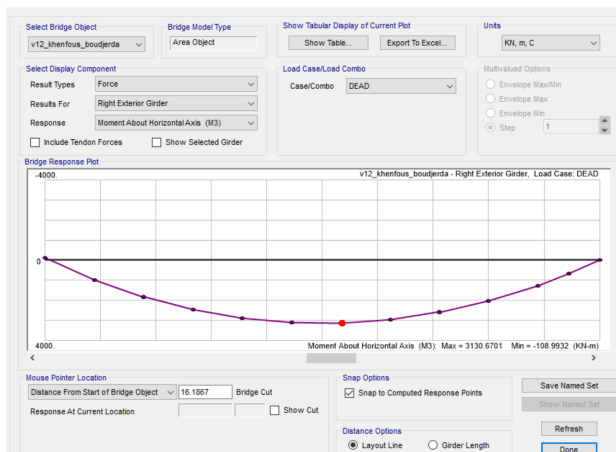


FIGURE 8.6 – Moment fléchissant maximal sous l'effet du poids propre

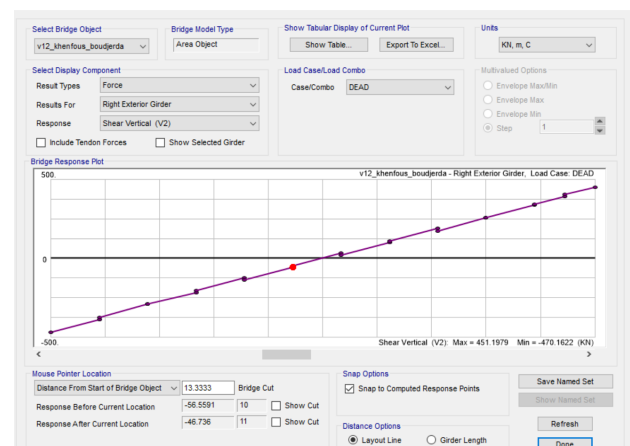


FIGURE 8.7 – Effort tranchant maximal sous l'effet du poids propre

La poutre la plus sollicitée présente :

- un moment fléchissant maximal de **3,13 MN · m**,
- un effort tranchant maximal de **0,45 MN**.

8.3 Surcharges d'exploitation

Les différentes surcharges modélisées sont données ci-dessous :

Les figures ci-dessous illustrent la modelisation des differentes surcharges.

TABLEAU 8.2 – Surcharges d'exploitation modélisées

Système	Charge modélisée
A2(L)	103,5 kN/ml (3 voies chargées)
Bc	1,70 MN (charge concentrée)
Mc120	90,16 kN/m ²
E360	94,86 kN/m ²

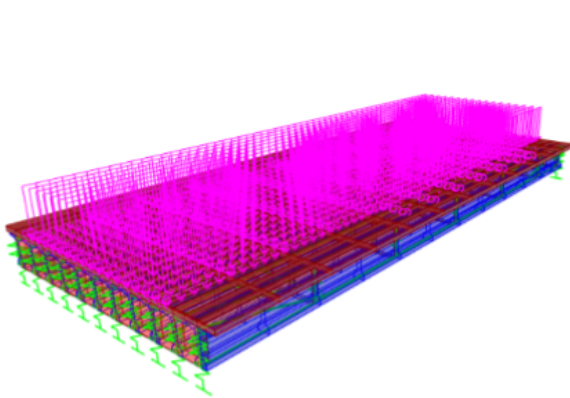


FIGURE 8.8 – Modélisation du système A

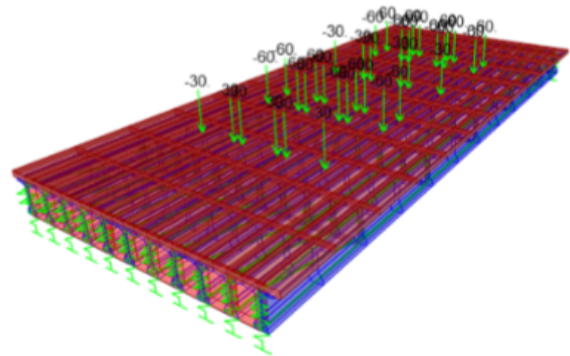


FIGURE 8.9 – Système Bc à mi-travée (calcul des moments fléchissants)

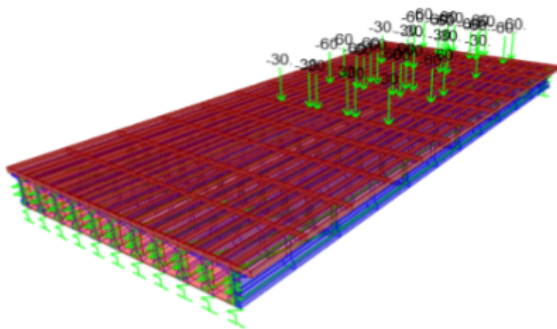


FIGURE 8.10 – Système Bc sur appui (calcul des efforts tranchants)

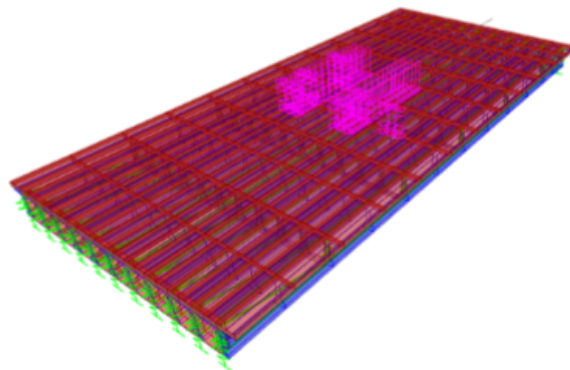


FIGURE 8.11 – Système Mc120 à mi-travée (calcul des moments fléchissants)

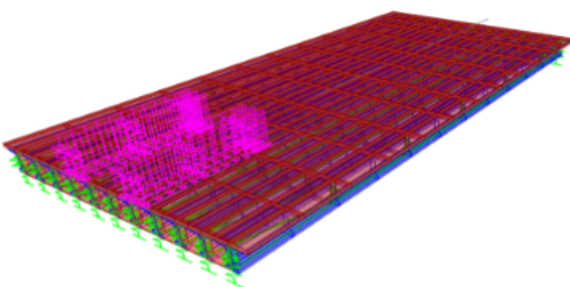


FIGURE 8.12 – Système Mc120 sur appui (calcul des efforts tranchants)

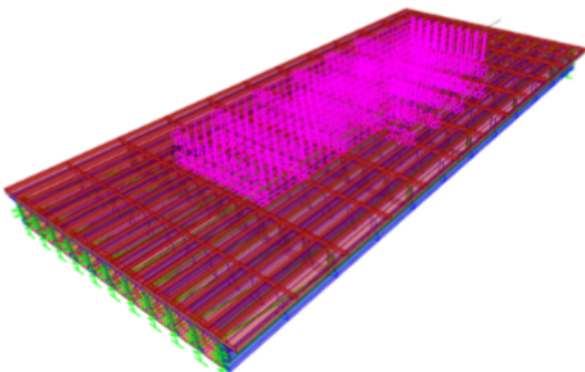


FIGURE 8.13 – Système E360 à mi-travée (calcul des moments fléchissants)

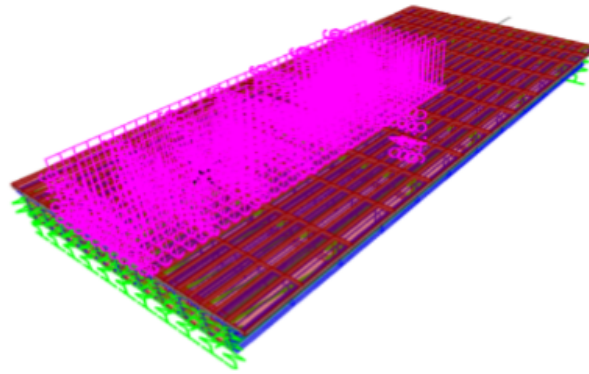


FIGURE 8.14 – Système E360 sur appui (calcul des efforts tranchants)

8.4 Combinaisons de charges et résultats graphiques

Chaque combinaison de charges est analysée dans CSI Bridge. Ci-dessous sont présentés les résultats de moments fléchissants et d'efforts tranchants maximaux obtenus pour la poutre la plus sollicitée.

8.4.1 Combinaisons à l'état limite de service (ELS)

Les combinaisons ELS permettent de vérifier que la structure reste confortable et durable sous l'effet des charges d'exploitation courantes. Elles ne doivent pas engendrer de fissuration excessive ni de déformations permanentes importantes.

Les résultats sont donnés pour la poutre la plus sollicitée, et les graphes issus de la modélisation sur CSI Bridge sont présentés ci-dessous pour chaque cas.

TABLEAU 8.3 – Résultats des combinaisons à l'ELS

Combinaison	Moment max (MN · m)	Tranchant max (MN)
G + 1,2 A(L)	6,41	0,94
G + 1,2 Bc	7,37	0,97
G + Mc120	6,46	0,88
G + E360	9,96	1,51

8.4.2 Combinaisons à l'Etat Limite Ultime (ELU)

Les différentes combinaisons ELU ont été étudiées afin de déterminer les efforts maximaux auxquels la structure est soumise. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau 8.4

TABLEAU 8.4 – Résultats des combinaisons ELU

Combinaison	Moment max (MN · m)	Tranchant max (MN)
1,35G + 1,35 A(L)	7,91	1,12
1,35G + 1,35 Bc	9,00	1,22
1,35G + 1,35 Mc120	8,73	1,19
1,35G + 1,35 E360	13,45	2,04

8.5 Conclusion

L'analyse des combinaisons à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) a permis de déterminer les sollicitations maximales sur la poutre la plus sollicitée. La combinaison **G + E360** s'est révélée la plus défavorable, avec un moment maximal de **13,45 MN · m** et un effort tranchant de **2,04 MN** à l'ELU, et un moment de **9,96 MN · m** et un effort tranchant de **1,51 MN** à l'ELS. Ces valeurs nous seront utiles pour les chapitres qui suivent.

Chapitre 9

ETUDE DE LA STABILITÉ DU FLÉAU



9.1 Étude stabilité en phase de construction

La phase de construction représente une étape critique durant laquelle l'ouvrage est soumis à des sollicitations temporaires évolutives, avant d'atteindre sa configuration finale. Le calcul des sollicitations a été effectué à l'aide d'un modèle élastique du tablier, en tenant compte des différentes étapes successives de mise en œuvre, telles que la pose progressive des voussoirs et les opérations de mise en tension. L'étude s'est concentrée sur la configuration la plus défavorable, correspondant à la longueur maximale du fléau atteinte avant la fermeture de la travée. Cette démarche vise à garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage tout au long du processus de construction (Fig 9.1).

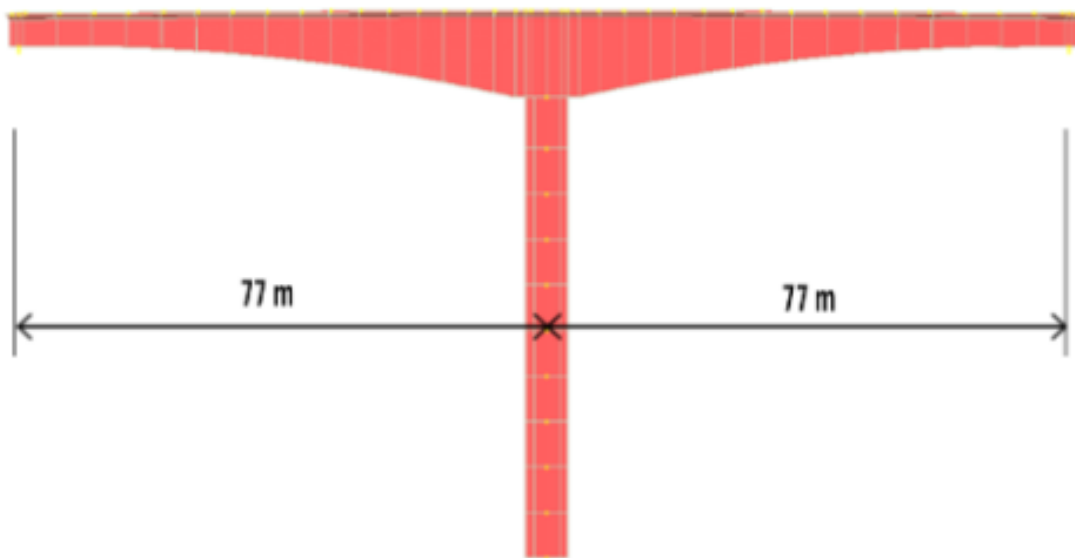


FIGURE 9.1 – Vue en long du modèle de calcul de la structure

9.2 Efforts de flexion longitudinale en phase de construction

La flexion longitudinale des fléaux en cours de construction résulte de l'action combinée de plusieurs charges. Celles-ci sont prises en compte dans le modèle numérique, notamment dans MIDAS Civil, et sont détaillées comme suit :

- **Poids propre des voussoirs (G)** : généré automatiquement par le logiciel de calcul.
- **Charge de chantier répartie ($QPRA1$)** : correspondant à une surcharge de chantier estimée à 500 N/m^2 appliquée sur le demi-fléau.

$$QPRA1 = 500 \text{ N/m}^2 \times 13,80 \text{ m} = 6,90 \text{ kN/m}$$

- **Charge concentrée en bout de fléau ($QPRA2$)** : représentant le poids des équipements tels que rouleaux de câbles, compresseurs, etc.

$$QPRA2 = 200 \text{ kN}$$

- **Charge ponctuelle due à l'équipage mobile ($QPRC$)** : appliquée selon la norme SETRA (chapitre 5.3.2.1).

$$QPRC = 900 \text{ kN}$$

- **Force d'ancrage (FA)** : correspondant à l'effet de la précontrainte active appliquée en phase provisoire, selon la figure 5.24 de la norme SETRA.

$$FA = -900 \text{ kN}$$

- **Charges de vent (QW)** : évaluées selon la norme RCPR-10 (article 3.2.1) avec une pression équivalente de 1250 N/m^2 .

$$QW = 1250 \text{ N/m}^2 \times 13,80 \text{ m} = 17,25 \text{ kN/m}$$

- **Poids de la console ($P_{console}$)** : tel qu'extrait de MIDAS.

$$P_{console} = 30\,000 \text{ kN}$$

Une part de ce poids, équivalente à 10%, est modélisée comme une charge répartie sur la longueur du fléau (LF), soit :

$$0,1 \times SW = \frac{0,1 \times P_{console}}{LF} = 39 \text{ kN/m}$$

Voici la représentation des charges sur le modèle (Fig 9.2)

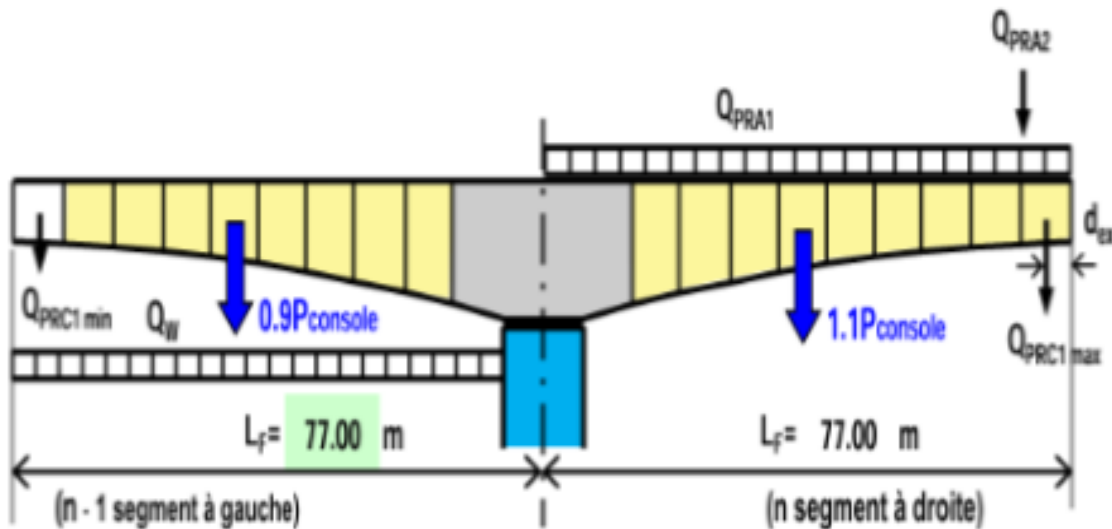


FIGURE 9.2 – Représentation des charges agissant sur le fléau durant l'exécution

Les actions identifiées en phase de construction ont été introduites dans le modèle numérique afin de simuler le comportement réel du fléau durant l'exécution. La modélisation est réalisée en respectant la nature, la position et la répartition des efforts, conformément aux hypothèses retenues. Cette étape est essentielle pour évaluer les sollicitations internes et les déformations induites à chaque phase du processus constructif. Le modèle permet de vérifier la stabilité de la structure tout au long de l'avancement du chantier.

9.3 Application des combinaisons en phase temporaire

Les sollicitations ont été évaluées à l'aide de combinaisons de charges spécifiques à la situation temporaire (Type A), conformément aux prescriptions réglementaires. Deux combinaisons principales ont été considérées (Fig 9.3) (Fig 9.4) :

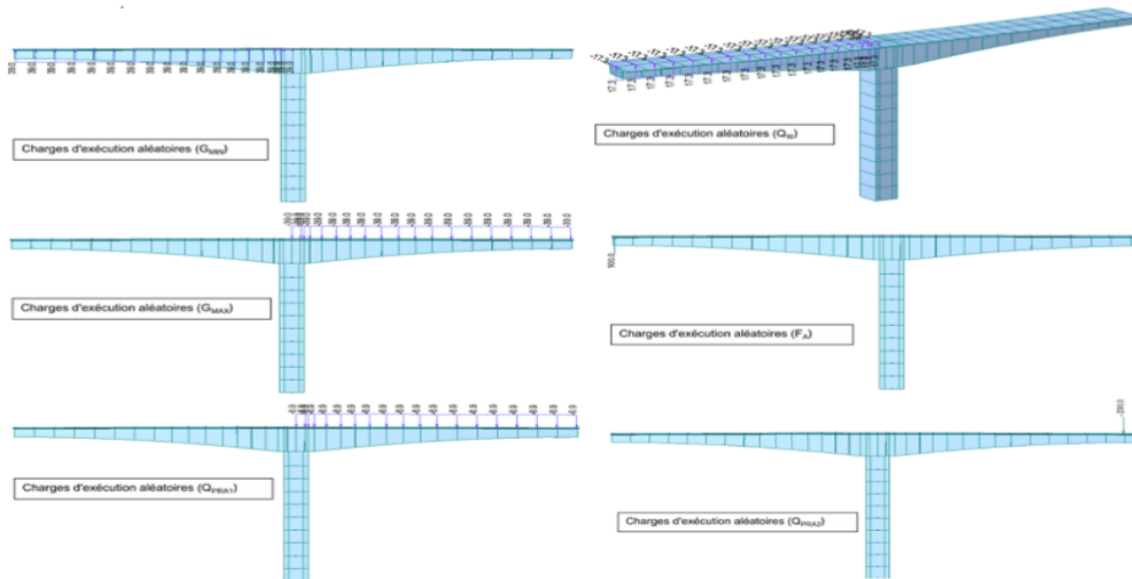


FIGURE 9.3 – Repartition des charges sur le modèle

- **Combinaison A1 :**

$$1,1 \times (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 \times (Q_{PRC1} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}[+QW])$$

- **Combinaison A2 :**

$$0,9 \times (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 \times (Q_{PRC1} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}[+QW])$$

Ces combinaisons tiennent compte des variations possibles des actions permanentes, ainsi que des charges d'exploitation spécifiques à la phase d'exécution. L'inclusion éventuelle des effets du vent (QW) dépend du contexte du chantier et de la configuration du fléau au moment considéré. L'analyse basée sur ces combinaisons permet de vérifier les sollicitations maximales et minimales que la structure est susceptible de subir avant la fermeture définitive de la travée.

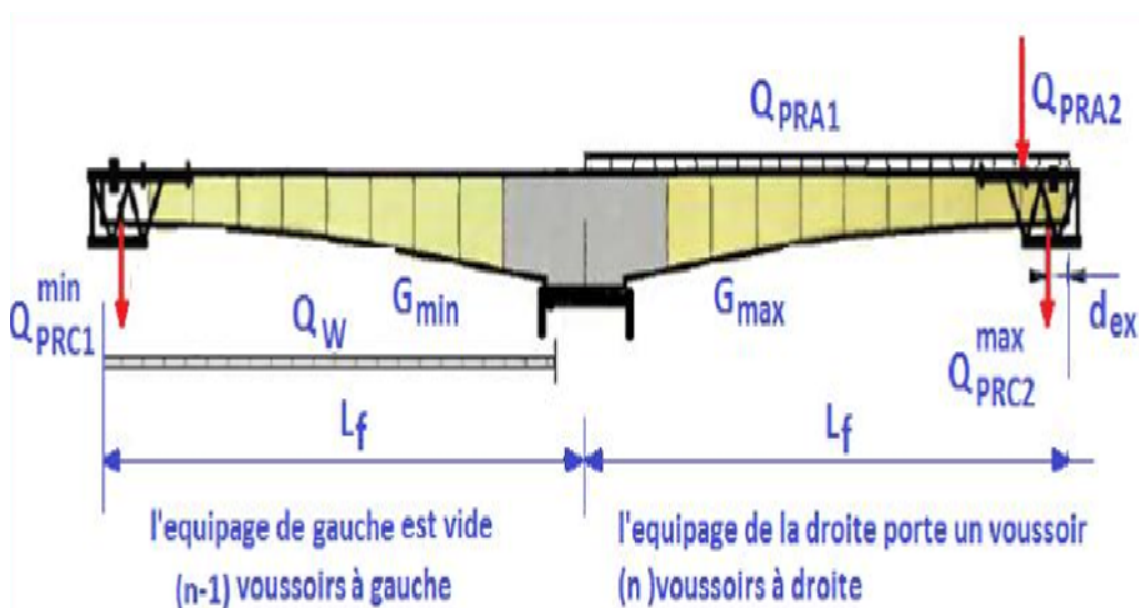


FIGURE 9.4 – Combinaisons en situation temporaire

9.4 Application des combinaisons accidentelles en phase de construction

Des combinaisons spécifiques de type accidentel ont également été prises en compte afin de considérer des situations exceptionnelles pouvant survenir durant la phase d'exécution. Deux combinaisons principales sont définies comme suit Figure (9.5) :

- **Combinaison B1 :**

$$1,1 \times (G_{\max} + G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1_{\max}} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

- **Combinaison B2 :**

$$0,9 \times (G_{\max} + G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1_{\max}} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

Ces combinaisons visent à évaluer le comportement du fléau dans des situations accidentelles, telles que la rupture temporaire d'un appui ou une surcharge localisée imprévue. L'intégration de la force d'ancrage (FA) dans ces combinaisons permet de considérer l'effet direct de la précontrainte sur la stabilité provisoire de la structure. Cette démarche garantit une conception robuste et sécurisée de l'ouvrage même en cas d'événements exceptionnels.

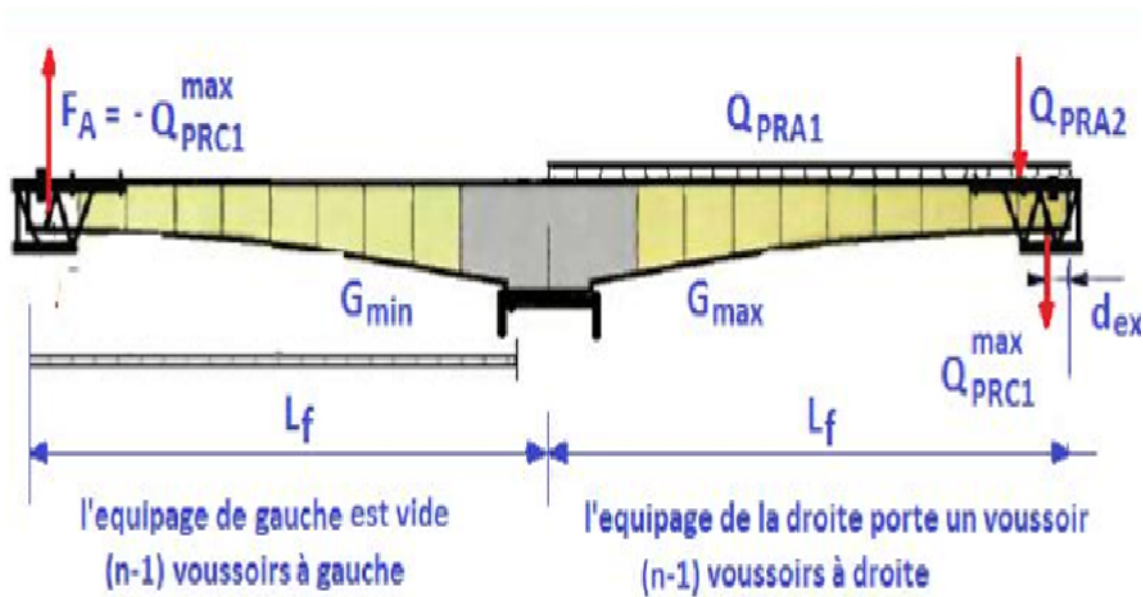


FIGURE 9.5 – Combinaisons accidentelles

9.5 Résultats de contraintes dans le fléau en phase de construction

Les différentes combinaisons de charges appliquées au modèle ont permis d'obtenir les distributions de contraintes dans le fléau tout au long des phases de construction. Les résultats présentés ci-après correspondent aux cas les plus sollicitants, en situation temporaire (type A) et en situation accidentelle (type B). Les zones critiques sont identifiées, notamment au niveau des sections proches de l'encastrement et des extrémités libres du fléau. Les contraintes de compression et de traction sont extraites à partir du modèle *MIDAS Civil* et représentées sous forme de cartes de contraintes.

9.5.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)(N/mm²)

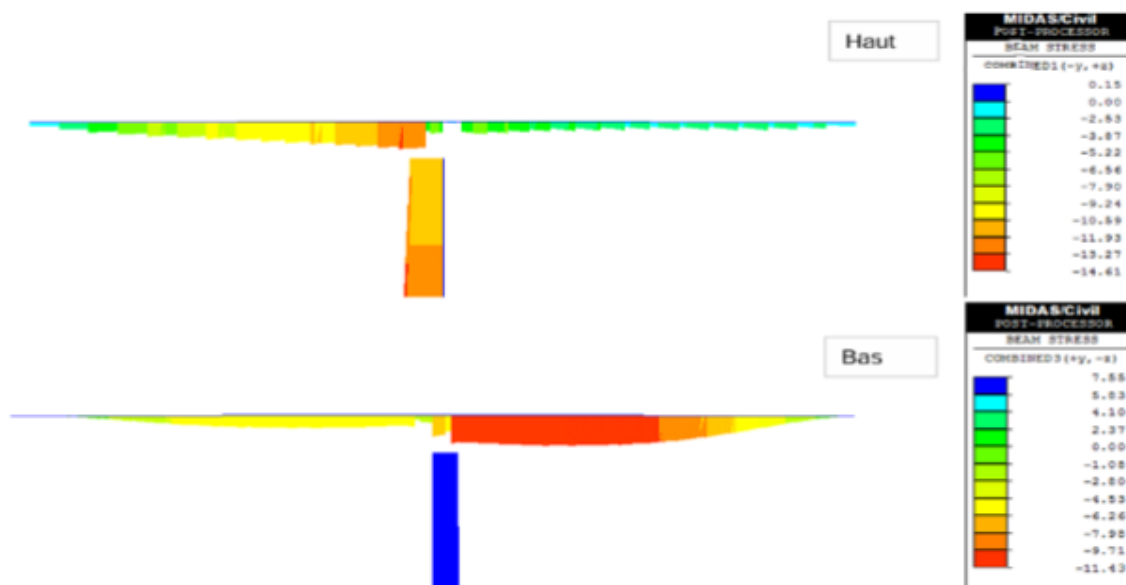


FIGURE 9.6 – Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)(N/mm²)

9.5.2 Combinaisons accidentelles de construction (Type B)(N/mm²)

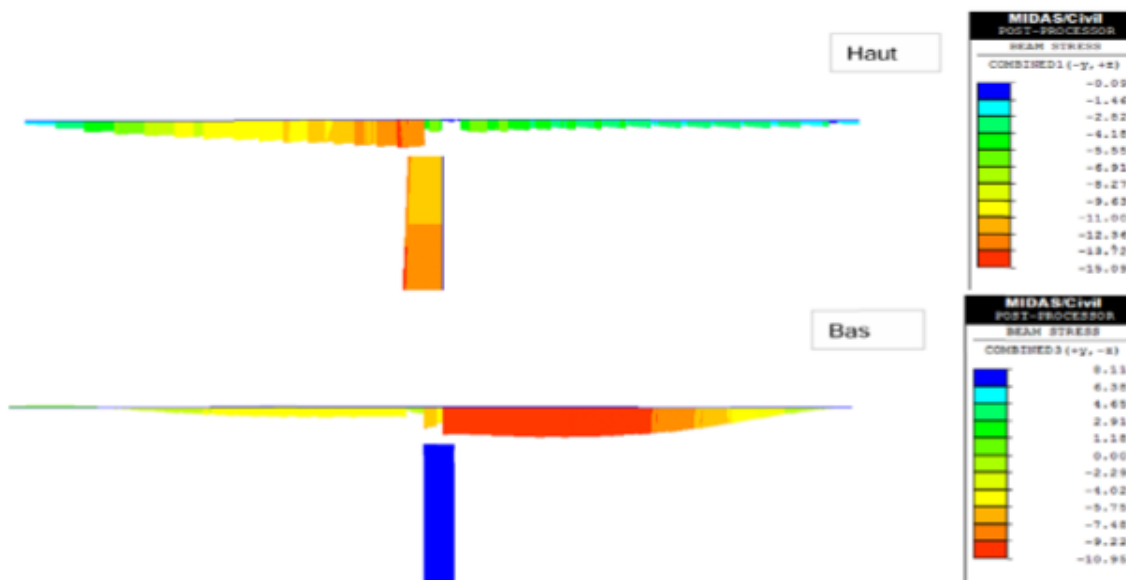


FIGURE 9.7 – Combinaisons accidentelles de construction (Type B)(N/mm²)

9.6 Vérification des contraintes en phase de construction

Le moment fléchissant maximal obtenu sous la combinaison la plus défavorable à l'aide de la relation :

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = -14,61 \text{ MPa}$$

$$M = -796,420 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Traction :

$$\sigma_{\max} = 0,00 \text{ MPa} < f_{t28} = 3,00 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Compression :

$$\sigma_{\max} = 14,61 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 24,00 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Ces résultats montrent que les contraintes restent dans le domaine admissible du béton de classe C40/50. Le fléau est donc stable pendant toute les phases de construction, sans apparition de traction ni dépassement de la résistance à la compression.

Chapitre 10

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE



10.1 Étude de la précontrainte de la partie en poutres préfabriquées

10.1.1 Introduction

La précontrainte est une technique ingénieuse introduite par Eugène Freyssinet en 1928. Elle permet de réaliser des structures à grandes portées tout en assurant sécurité, légèreté et économie. Elle consiste à soumettre le béton, avant toute charge d'exploitation, à une compression initiale au moyen de câbles en acier tendus. Cette compression initiale vise à limiter, voire à annuler, les effets de traction induits par les charges appliquées, domaine dans lequel le béton est peu performant. Grâce à cet état précontraint, le béton travaille de manière plus efficace, ce qui permet de réduire les sections, d'alléger l'ouvrage et d'ouvrir la voie à des conceptions architecturales plus audacieuses.

On distingue deux méthodes principales de précontrainte :

- La **pré-tension**, où les câbles sont tendus avant le bétonnage ;
- La **post-tension**, où les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Dans notre étude, c'est la précontrainte par **post-tension** qui est retenue pour les poutres préfabriquées[1].

10.1.2 Étapes de réalisation de la précontrainte post-tensionnée

Le procédé de mise en œuvre se déroule comme suit :

1. Préfabrication des poutres avec réservation des gaines pour les câbles de post-tension .
2. Durcissement du béton jusqu'à atteindre la résistance nécessaire .
3. Transport et mise en place des poutres sur les appuis.
4. Introduction des câbles dans les gaines préalablement intégrées .
5. Tension des câbles à l'aide de vérins hydrauliques .
6. Ancrage des câbles une fois la tension atteinte .
7. Injection de coulis de ciment dans les gaines pour assurer protection contre la corrosion et bonne adhérence.

10.1.3 Dimensionnement de la précontrainte

Le moment maximal dans une poutre simplement appuyée, soumise à une charge uniformément répartie q , est donné par la formule classique de résistance des matériaux :

$$M_{\text{poutre}} = M_p = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

où :

- q est la charge linéaire correspondant au poids propre de la poutre .
- l est la portée de la poutre.

La charge linéaire q est déterminée par :

$$q = S \cdot \gamma = 0,55 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 13,75 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

Ainsi, pour une portée de $l = 30 \text{ m}$:

$$M_p = \frac{13,75 \cdot 30^2}{8} = 1,55 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Les moments et efforts tranchants maximaux, obtenus dans le chapitre précédent, sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLEAU 10.1 – Résumé des moments et efforts tranchants extrêmes

Grandeur	Valeur
M_{poutre}	1,56 MN · m
M_{min}	3,13 MN · m
M_{max}	9,96 MN · m
$\Delta M = M_{\text{max}} - M_{\text{min}}$	6,83 MN · m
V_{min}	0,45 MN
V_{max}	1,51 MN

- M_{max} : moment fléchissant maximal sous l'effet de la combinaison la plus défavorable à l'état limite de service (ELS), ici G+E360 .
- M_{min} : moment maximal sous le seul effet des charges permanentes (poids propre) .
- V_{max} : effort tranchant maximal sous l'effet de la combinaison G+E360 .
- V_{min} : effort tranchant maximal sous charges permanentes.

10.1.4 Caractéristiques géométriques des éléments porteurs

TABLEAU 10.2 – Caractéristiques géométriques des poutres

Caractéristique	Poutre seule	Poutre + dalle
Hauteur H (m)	1,50	1,75
Section S (m ²)	0,55	0,85
Inertie I (m ⁴)	0,17	0,29
v (m)	0,80	0,65
v' (m)	0,70	1,10
$\rho = \frac{I}{v \cdot v' \cdot S}$	0,55	0,48

Ces caractéristiques permettent d'évaluer le comportement à la flexion et de procéder au dimensionnement des câbles de précontrainte. La suite de l'étude portera sur le choix du tracé des câbles, le calcul des pertes de précontrainte (instantanées et différées), ainsi que la vérification des contraintes dans les états limites (ELS et ELU).

10.1.5 Hypothèses de calcul et détermination de l'effort de précontrainte

Les calculs sont réalisés selon les hypothèses de la **classe 2** (béton faiblement ou modérément fissuré)[1].

Les contraintes admissibles à l'ELS sont données par les expressions suivantes :

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -(0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -(0,6 + 0,06 \cdot 40) = -3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 1,5 \cdot \overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \cdot (-3) = -4,5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$: résistance caractéristique du béton à 28 jours,
- $d' = 0,15 \text{ m}$: enrobage des câbles par rapport au bord inférieur de la poutre.

L'effort de précontrainte minimum P_I est donné par la formule :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{\overline{\sigma_{bt1}} \cdot I}{v'} + \frac{\overline{\sigma_{bt2}} \cdot I}{v}}{\rho \cdot h}$$

Application numérique :

$$P_I = \frac{6,83 + \frac{-3 \cdot 0,29}{1,1} + \frac{-4,5 \cdot 0,29}{0,65}}{0,48 \cdot 1,75} = \frac{6,83 - 0,791 - 2,009}{0,84} = \frac{4,03}{0,84} \approx 4,80 \text{ MN}$$

L'effort de précontrainte maximum P_{II} est donné par :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \frac{\overline{\sigma_{bt2}} \cdot I}{v'}}{v' + \rho \cdot v - d'}$$

Application numérique :

$$P_{II} = \frac{9,96 + \frac{-4,5 \cdot 0,29}{1,1}}{1,1 + 0,48 \cdot 0,65 - 0,15} = \frac{9,96 - 1,186}{1,1 + 0,312 - 0,15} = \frac{8,774}{1,262} \approx 6,95 \text{ MN}$$

Puisque $P_{II} > P_I$, on retient :

$$P_{\min} = P_{II} = 6,95 \text{ MN}$$

Cela classe la section comme **sur-critique**.

Le bras de levier entre le centre de gravité de la section et la position moyenne des câbles est :

$$e_0 = -(v' - d') = -(0,70 - 0,15) = -0,55 \text{ m}$$

10.1.6 Détermination du nombre de câbles nécessaires

Les câbles choisis sont du type **12T15**. Leurs caractéristiques sont :

- Tension de rupture : $f_{prg} = 1860$ MPa ;
- Tension effective en fin de précontrainte : $f_{peg} = 1600$ MPa ;
- Tension maximale admissible à la mise en tension : $\sigma_{p0} = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = \min(1488; 1440) = 1440$ MPa ;
- Section d'un câble : $A_p = 1668 \text{ mm}^2 = 0,001668 \text{ m}^2$

L'effort maximal qu'un câble peut transmettre est :

$$P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p = 1440 \cdot 0,001668 = 2,40 \text{ MN}$$

En estimant les pertes de précontrainte à **27%**, la force disponible devient :

$$P(x, t) = 0,73 \cdot P_0 = 0,73 \cdot 2,40 = 1,752 \text{ MN}$$

Le nombre de câbles nécessaires est donc :

$$N = \frac{P_{\min}}{P(x, t)} = \frac{6,95}{1,752} \approx 3,96$$

On arrondit à l'entier supérieur :

$$\Rightarrow N = 4 \text{ câbles de type 12T15}$$

10.1.6.1 Tracé des câbles : Disposition à l'about de la poutre

À l'about de la poutre, on adopte un espacement vertical de **20 cm** entre les câbles de précontrainte. Pour que le moment soit nul à cet endroit, les câbles sont placés de manière symétrique par rapport au centre de gravité (CG) de la section, situé à 0,70 m du bas de la poutre. Cette disposition permet d'équilibrer les efforts de précontrainte autour du CG.

Les positions des câbles figurent dans le tableau suivant :

TABLEAU 10.3 – Disposition verticale des câbles à l'about

Câble	Hauteur depuis le bas de la poutre (m)
C1	0,40
C2	0,60
C3	0,80
C4	1,00

Cette répartition assure un bon équilibre autour du centre de gravité, comme montré dans la figure ci-dessous.

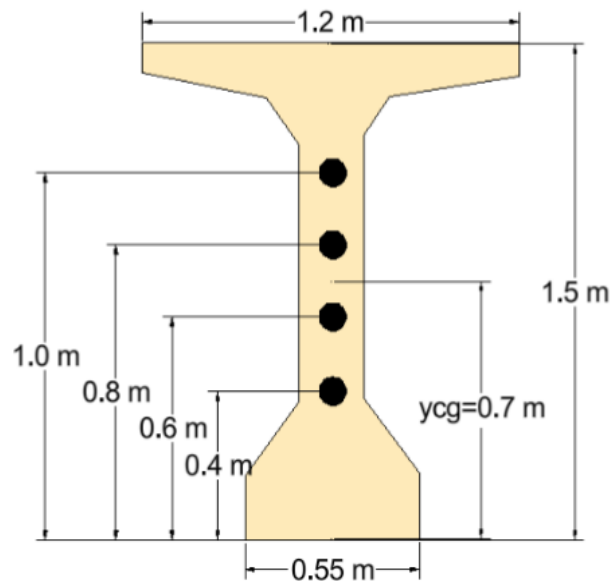


FIGURE 10.1 – Disposition des câbles dans la section d'about

10.1.6.2 Position des câbles à mi-travée

L'espacement entre deux câbles est déterminé conformément aux recommandations du BPEL 91[1]. Il doit être supérieur ou au moins égal au diamètre de la gaine.

Dans notre cas, nous adoptons un espacement égal au diamètre de la gaine, soit $\Phi = 8$ cm, comme le montre la figure ci-dessous.

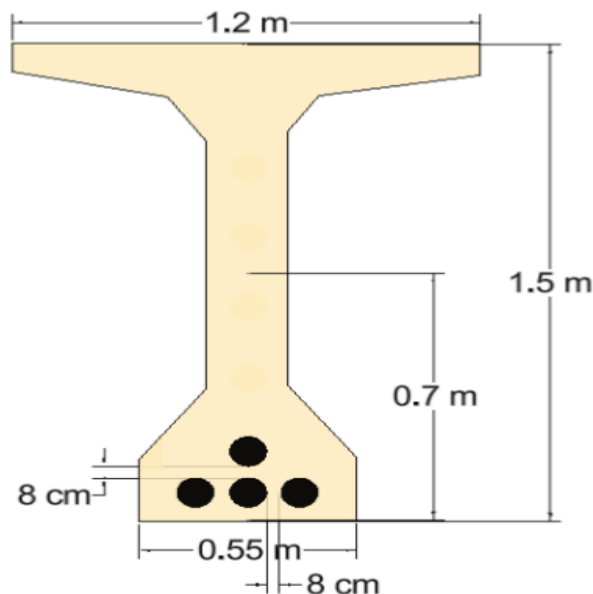


FIGURE 10.2 – Disposition des câbles à mi-travée

10.1.6.3 Détermination de l'angle de relevage

Les contraintes de cisaillement sont souvent élevées aux extrémités de la poutre, en particulier au niveau des appuis. Il est donc préférable d'opter pour un tracé de câbles qui limite l'intensité de ces efforts afin d'éviter tout cisaillement excessif. L'angle de relevage α est un paramètre clé à cet égard.

L'angle de relevage est encadré par l'inégalité suivante :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

avec :

- α : angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui,
- $V_M = 1,51$ MN : effort tranchant maximal,
- $V_m = 0,45$ MN : effort tranchant minimal,
- $\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

L'effort tranchant limite est donné par :

$$\bar{V} = \tau \cdot b_n \cdot 0,8h$$

où :

- τ : contrainte tangentielle limite à l'ELS,
- $b_n = b - n \cdot \varnothing = 1,20 - 2 \cdot 0,08 = 1,04$ m : largeur nette de la section d'about,
- $h = 1,75$ m : hauteur totale de la poutre.

La contrainte tangentielle τ est calculée par :

$$\tau = \sqrt{0,4 \cdot f_t \cdot (f_t + \sigma_x)}$$

avec :

- $f_t = 3$ MPa : résistance en traction du béton,
- $\sigma_x = \frac{P}{S} = \frac{7}{0,85} = 8,23$ MPa : contrainte normale.

D'où :

$$\tau = \sqrt{0,4 \cdot 3 \cdot (3 + 8,23)} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 3,7 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 1,75 = 5,38 \text{ MN}$$

On obtient alors :

$$\alpha_{\min} = \arcsin\left(\frac{1,51 - 5,38}{7}\right) = \arcsin(-0,55) \approx -33,4^\circ$$

$$\alpha_{\max} = \arcsin\left(\frac{0,45 + 5,38}{7}\right) = \arcsin(0,83) \approx 56^\circ$$

L'angle de relevage optimal théorique est :

$$\alpha_0 = \arcsin\left(\frac{V_M + V_m}{P}\right) = \arcsin\left(\frac{1,51 + 0,45}{7}\right) = \arcsin(0,28) \approx 16^\circ$$

Angles adoptés pour chaque câble :

TABLEAU 10.4 – Angles adoptés pour chaque câble

Câble	Angle de relevage
Câble 1	6°
Câble 2	8°
Câble 3	10°
Câble 4	12°

10.1.6.4 Tracé individuel des câbles

Détermination des équations des câbles : On suppose que chaque câble suit une trajectoire parabolique de la forme :

$$y(x) = ax^2 + bx + c$$

avec les conditions suivantes :

- $y(0) = c$: hauteur initiale du câble à l'about,
- $y(15) = y_{\text{milieu}}$: excentricité au milieu de la travée,
- $y'(15) = 0$: pente nulle au milieu (point d'extrémum).

La dérivée de l'équation est :

$$y'(x) = 2ax + b$$

En imposant $y'(15) = 0$, on obtient :

$$2a \cdot 15 + b = 0 \Rightarrow b = -30a$$

Remplaçons cette valeur dans l'équation de $y(15)$:

$$y(15) = a \cdot 225 + b \cdot 15 + c = 225a - 450a + c = -225a + c$$

On en déduit :

$$a = \frac{c - y(15)}{225} \quad \text{et} \quad b = -30a$$

Application pour chaque câble :

- **Câble 1** : $c = 0,40$ m, $y(15) = 0,15$ m

$$a = \frac{0,40 - 0,15}{225} = 0,001111, \quad b = -0,033333$$

$$y_1(x) = 0,001111x^2 - 0,033333x + 0,40$$

- **Câble 2** : $c = 0,60$ m, $y(15) = 0,15$ m

$$a = \frac{0,60 - 0,15}{225} = 0,002000, \quad b = -0,060000$$

$$y_2(x) = 0,002000x^2 - 0,060000x + 0,60$$

- **Câble 3** : $c = 0,80$ m, $y(15) = 0,15$ m

$$a = \frac{0,80 - 0,15}{225} = 0,002889, \quad b = -0,086667$$

$$y_3(x) = 0,002889x^2 - 0,086667x + 0,80$$

- **Câble 4** : $c = 1,00$ m, $y(15) = 0,27$ m

$$a = \frac{1,00 - 0,27}{225} = 0,003244, \quad b = -0,097333$$

$$y_4(x) = 0,003244x^2 - 0,097333x + 1,00$$

Le résumé des équations des câbles est présenté dans la figure des tracés des câbles ci-dessous.

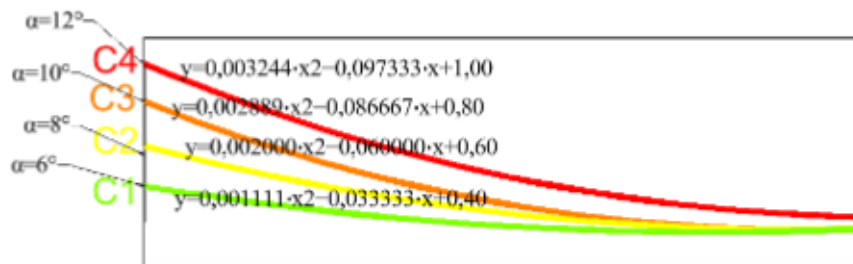


FIGURE 10.3 – Disposition des câbles à mi-travée

10.2 Calcul des pertes

Dans une structure en béton précontraint, la force appliquée lors de la mise en tension des armatures diminue avec le temps. Cette diminution, appelée perte de précontrainte, résulte de plusieurs phénomènes mécaniques et physiques.

Ces pertes sont importantes, souvent de l'ordre de 20 à 30 % de la précontrainte initiale. Il est donc essentiel de les prendre en compte pour garantir la sécurité de l'ouvrage en phase d'exploitation. Cela permet de déterminer la tension initiale nécessaire, en tenant compte des pertes entre la mise en tension et la période de service[1].

On distingue deux types de pertes :

- **Pertes instantanées** :
 - Pertes par frottement.
 - Pertes par recul d'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- **Pertes différées** :
 - Pertes dues au fluage du béton.
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.

10.2.1 Pertes instantanées

10.2.1.1 Pertes dues au frottement

Les pertes dues au frottement du câble sur la gaine sont modélisées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P0} \left(1 - e^{-(f\theta + \varphi x)}\right)$$

où :

- $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$: coefficient de frottement dans les courbes.
- $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$: coefficient de frottement linéaire.
- $\sigma_{P0} = 1440 \text{ MPa}$: contrainte de tension à l'ancrage.
- θ : déviation angulaire totale du câble (en rad).
- x : distance depuis l'ancrage (en m).

Voici le tableau qui présente les pertes de contrainte $\Delta\sigma_f$ (en MPa) en fonction de la position x le long du câble et de l'angle de déviation α correspondant à chaque câble.

TABLEAU 10.5 – Pertes de contrainte $\Delta\sigma_f$ selon la position x et l'angle de déviation α

Position x (m)	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4	$\Delta\sigma_f$ moyenne
α (°)	6,00	8,00	10,00	12,00	
θ (rad)	0,104	0,139	0,174	0,209	
$x = 0$	26,70	35,58	44,40	53,16	39,69
$x = l/8 = 3,75$	37,26	46,07	54,82	63,52	50,41
$x = l/4 = 7,5$	46,35	55,10	63,80	72,44	59,42
$x = l/2 = 15$	68,47	77,08	85,64	94,15	81,33

10.2.1.2 Pertes de tension par glissement d'ancrage

Les pertes par glissement d'ancrage se produisent lorsque le câble recule légèrement au niveau de l'ancrage après la mise en tension. Elles sont calculées selon la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = (\sigma_{p0} - \sigma'_{p0}) \cdot \frac{\lambda - x}{\lambda} = 2\sigma_{p0} \Psi(\lambda - x)$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot \psi}}$$

où :

- σ_{p0} : Contrainte initiale, 1440 MPa.
- σ'_{p0} : Contrainte après recul.
- $g = 6 \text{ mm}$: glissement relatif à l'ancrage.
- $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité de l'acier.

- $\psi = \frac{f \cdot \theta}{l} + \varphi$ avec $f = 0,18/\text{rad}$ et $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$.
- Ψ : facteur intermédiaire.

 TABLEAU 10.6 – Valeurs de λ pour chaque câble

Câble	θ (rad)	$\Psi \times 10^{-3}$ (m)	λ (m)
Câble 1	0,104	2,62	17,38
Câble 2	0,139	2,83	16,72
Câble 3	0,174	3,04	16,13
Câble 4	0,209	3,25	15,60

 TABLEAU 10.7 – Pertes de tension dues au recul d'ancrage en fonction de la position x

x (m)	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ moyenne (MPa)
0	131,06	137,95	141,52	145,89	139,11
3,75	103,54	107,03	108,68	111,41	107,67
7,5	75,69	76,49	75,64	76,92	76,19
15	17,91	14,07	11,90	5,62	12,38

10.2.1.3 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Ces pertes apparaissent immédiatement après la mise en tension, en raison de la compression élastique du béton par l'effet des câbles précontraints. Elles sont calculées selon la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{rb}}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b(x)$$

Avec :

- E_{ij} : module de Young instantané du béton à j jours. Pour $j > 28$ jours :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot f_{c28}^{1/3} = 11\,000 \cdot 40^{1/3} = 37\,619,47 \text{ MPa}$$

- $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité de l'acier.
- $n = 4$: nombre de câbles.
- $\sigma_b(x)$: contrainte du béton à la hauteur des câbles, exprimée par :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{M(x) \cdot e}{I_G} + \frac{P \cdot e^2}{I_G}$$

- $I_G = 0,17 \text{ m}^4$, $S = 0,55 \text{ m}^2$
- $P = n \cdot A_p \cdot (\sigma_0 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{\text{rec}})$ avec $A_p = 0,001668 \text{ m}^2$ par câble

TABLEAU 10.8 – Valeurs de la force P selon la position et les pertes précédentes

x (m)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	P (MN)
0	39.69	139.11	8.416
3.75	50.41	107.67	8.550
7.5	59.42	76.19	8.697
15	81.33	12.38	8.975

TABLEAU 10.9 – Valeurs des excentricités e des câbles selon les positions

Câble	$y(0)$	$y(3,75)$	$y(7,5)$	$y(15)$	$e(0)$	$e(3,75)$	$e(7,5)$	$e(15)$
Câble 1	0,400	0,291	0,212	0,150	-0,300	-0,409	-0,488	-0,550
Câble 2	0,600	0,403	0,263	0,150	-0,100	-0,297	-0,437	-0,550
Câble 3	0,800	0,516	0,312	0,150	+0,100	-0,184	-0,388	-0,550
Câble 4	1,000	0,681	0,452	0,270	+0,300	-0,019	-0,248	-0,430

Le moment fléchissant appliqué à la poutre est déterminé à partir de son propre poids réparti uniformément. Le poids propre g est donné par :

$$g = \gamma \cdot A = 25 \cdot 0,55 = 13,75 \text{ kN/m}$$

où 25 kN/m^3 est le poids volumique du béton, et $0,55 \text{ m}^2$ est l'aire de la section transversale de la poutre.

Le moment fléchissant $M(x)$ en un point d'abscisse x le long de la poutre est alors exprimé par (Tab 10.10) :

$$M(x) = \frac{g \cdot l \cdot x}{2} - \frac{g \cdot x^2}{2} = 206,25x - 6,875x^2 \quad (\text{en MN} \cdot \text{m})$$

TABLEAU 10.10 – Moment fléchissant $M(x)$ selon la position

x (m)	$M(x)$ (MN · m)
0	0,00
3,75	0,67
7,5	1,10
15	1,54

TABLEAU 10.11 – Pertes par raccourcissement élastique du béton

x (m)	e (m)	P (MN)	$M(x)$ (MN · m)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rb}(x)$ (MPa)
0	-0,437	8,117	0,00	24,763	46,90
3,75	-0,346	8,307	0,67	20,204	38,27
7,5	-0,256	8,498	1,10	17,510	33,16
15	-0,099	8,842	1,54	15,939	30,18

TABLEAU 10.12 – Pertes totales dues aux phénomènes instantanés

x (m)	$\Delta\sigma_{rb}$	$\Delta\sigma_{rec}$	$\Delta\sigma_f$	$\sum \Delta\sigma_{ins}$ (MPa)
0	46,90	139,11	39,69	225,70
3,75	38,27	107,67	50,41	196,35
7,5	33,16	76,19	59,42	168,77
15	30,18	12,38	81,33	123,89

10.2.2 Pertes différées

10.2.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de contraction du béton qui se manifeste au fil du temps, en particulier durant les premiers mois suivant le coulage. Cette diminution de volume entraîne une perte partielle de la tension dans les câbles de précontrainte, ancrés par adhérence dans le béton[1].

La perte de tension due au retrait est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

avec :

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, soit 190 000 MPa,
- ε_r : retrait total du béton, estimé à 2×10^{-4} .

Ainsi, la perte de tension est :

$$\Delta\sigma_r = 190\,000 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

10.2.2.2 Pertes par relaxation des aciers

Les pertes par relaxation correspondent à une diminution progressive de la contrainte dans les câbles de précontrainte, même en l'absence de variation de charge externe. Ce phénomène est lié au comportement viscoélastique de l'acier soumis à des efforts prolongés.

La perte de tension est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rel} = \left(\frac{6}{100} \right) \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu(x) - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

avec :

- $\rho_{1000} = 2,5\%$: relaxation après 1000 heures,
- $\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$: rapport entre la contrainte après pertes instantanées et la contrainte de rupture garantie,
- $f_{prg} = 1860$ MPa : contrainte de rupture garantie du câble,
- $\mu_0 = 0,43$: coefficient spécifique aux câbles TBR (BPEL 91),
- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \sum \Delta\sigma_{ins}(x)$: contrainte après pertes instantanées.

Voici le tableau récapitulatif des pertes dues à la relaxation des aciers :

TABLEAU 10.13 – Pertes de tension par relaxation des aciers

x (m)	σ_{p0} (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{ins}$ (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\mu(x)$	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)
0	1440	225.70	1214.30	0.65	40.07
3.75	1440	196.35	1243.65	0.66	42.91
7.5	1440	168.77	1271.23	0.68	47.67
15	1440	123.89	1316.11	0.70	53.30

10.2.2.3 Pertes par fluage

La perte de tension par fluage résulte de la déformation différée du béton sous contrainte permanente. Ce phénomène se développe lentement dans le temps, et entraîne une redistribution des contraintes entre le béton et les câbles de précontrainte.

La perte de tension est donnée par :

$$\Delta\sigma_f = (\sigma_b + \sigma_m) \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

La somme des contraintes est exprimée comme suit :

$$\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_b \cdot K_f$$

où :

$$\sigma'_b = \frac{P}{S} - \frac{M(x) \cdot e}{I_G} + \frac{P \cdot e^2}{I_G}$$

- $P = n \cdot A_p \cdot (\sigma_0 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec})$,
- $K_f = \frac{3E_{ij} - E_v}{E_v}$ [1], soit $K_f = 2$ pour un chargement appliqué à 7 jours,
- après 28 jours, la dissipation de 50% du fluage implique $K_f = 1$,
- $E_p = 190\,000$ MPa, $E_{ij} = 37\,619.47$ MPa.

Les résultats numériques sont regroupés dans le (Tab 10.14).

TABLEAU 10.14 – Pertes de tension dues au fluage du béton.

x (m)	P (MN)	$M(x)$ (MN · m)	$e(x)$ (m)	$\sigma'_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{fl}}$ (MPa)
0	8.416	0.00	-0.437	24.763	125.07
3.75	8.550	0.67	-0.346	22.928	115.81
7.5	8.697	1.10	-0.256	20.822	105.16
15	8.975	1.54	-0.099	17.733	89.57

10.2.2.4 Pertes différées totales

Les pertes différées totales sont la somme des pertes par retrait, fluage et relaxation (Tab 10.14), (Tab 10.15) :

$$\sum \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) = \Delta\sigma_{\text{ret}} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{rel}} + \Delta\sigma_{\text{fl}}$$

TABLEAU 10.15 – Pertes différées totales.

x (m)	$\Delta\sigma_{\text{ret}}$ (MPa)	$\frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{rel}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{fl}}$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{\text{diff}}$ (MPa)
0	38	33.39	125.07	158.46
3.75	38	35.76	115.81	151.57
7.5	38	39.72	105.16	144.88
15	38	44.42	89.57	133.99

10.2.2.5 Pertes totales

Le tableau 10.16, regroupe l'ensemble des pertes de tension (instantanées et différées), ainsi que leur proportion par rapport à la contrainte initiale $\sigma_{p0} = 1440$ MPa (Tab 10.16) :

TABLEAU 10.16 – Pertes totales de tension et pourcentage par rapport à la contrainte initiale.

x (m)	$\Delta\sigma_{\text{ins}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{diff}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$ (MPa)	Pourcentage (%)
0	225.70	158.46	384.16	26.68
3.75	196.35	151.57	347.92	24.16
7.5	168.77	144.88	313.65	21.78
15	123.89	133.99	257.88	17.91

Nous avons estimé les pertes totales à environ 27%, ce qui est cohérent avec les résultats obtenus. La perte maximale est observée à $x = 0$, avec un taux de 26.68%, confirmant la validité de l'estimation.

10.3 Étude de la précontrainte de la partie en encorbellement successif

10.3.1 Disposition de la précontrainte longitudinale

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs[8],[9] se compose de deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau
- Les câbles de continuité

10.3.2 Câbles de fléau

Les câbles de fléau sont installés durant la phase de construction. Leur rôle principal est de s'opposer aux moments de flexion négatifs induits par l'exécution des consoles successives, et de solidariser chaque voussoir avec la partie déjà construite du tablier.

Ces câbles sont mis en tension de manière symétrique de part et d'autre de la pile. En pratique, au moins un câble par âme est ancré à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles travaillent sur un fléau isostatique et n'engendrent donc pas de moments hyperstatiques.

10.3.3 Câbles de continuité

Les câbles de continuité sont installés à proximité de la clé de chaque travée, afin d'assurer de résister aux moments de flexion positifs qui résulte.

Remarque : Pour le dimensionnement des câbles de fléau, l'étude peut être limitée à un demi-fléau, en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile.

10.3.4 Détermination de la précontrainte du fléau

Le diagramme des moments fléchissants sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est entièrement négatif. Cela se traduit par des efforts de traction au niveau de la fibre supérieure de la section, et des efforts de compression au niveau de la fibre inférieure.

Les contraintes normales induites sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M| \cdot V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf}} = -\frac{|M| \cdot V'}{I}$$

Pour remédier aux tractions dans le béton en fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte P excentré d'une distance e_0 par rapport au centre de gravité de la section. Cet effort induit un champ de contraintes opposé : compression en fibre supérieure et traction en fibre inférieure.

Les contraintes induites par cet effort de précontrainte s'écrivent comme suit :

- **Au niveau de la fibre supérieure :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I}$$

- **Au niveau de la fibre inférieure :**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I}$$

Ainsi, l'objectif est de dimensionner l'effort de précontrainte P de manière à annuler (ou réduire au maximum) la traction en fibre supérieure, assurant ainsi le bon comportement de la section en béton armé précontraint pendant la phase de construction.

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer les contraintes induites par la précontrainte avec celles dues aux efforts sur la console en cours de construction. On obtient les relations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v}{I} - \frac{M \cdot v}{I} = 0$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} = 0$$

Avec :

- P : effort de précontrainte ;
- M : moment fléchissant maximal dû au poids propre et aux surcharges ;
- v, v' : distances du centre de gravité de la section aux fibres supérieure et inférieure ;
- e_0 : excentricité des câbles par rapport au centre de gravité ;
- S : section du voussoir ;
- I : moment d'inertie de la section.

À la limite, on peut écrire :

$$P \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0 \cdot v}{I} \right) = \frac{M \cdot v}{I} \quad \Rightarrow \quad P = \frac{M \cdot v}{I \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0 \cdot v}{I} \right)}$$

Dans cette dernière expression, P et e_0 sont inconnus. En pratique, on fixe e_0 pour en déduire l'effort P .

10.3.5 Détermination du nombre de câbles du fléau

Le nombre de câbles nécessaires est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec :

- P_0 : effort de précontrainte utile par câble, estimé avec 25% de pertes.

La contrainte maximale admissible à l'ancrage est donnée selon le BPEL91 :

$$\sigma_{P0} = \min(0,8 \cdot f_{\text{prg}}, 0,9 \cdot f_{\text{peg}})$$

- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{\text{peg}} = 1660 \text{ MPa}$
- $\sigma_{P0} = \min(1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$
- Section d'un câble 12T15s : $S = 1800 \text{ mm}^2$

La force utile d'un câble est :

$$P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{P0} \cdot S = 0,75 \cdot 1488 \cdot 1800 \cdot 10^{-4} = 200,88 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câbles se fait au niveau de la section d'encastrement, où les sollicitations sont maximales.

Application numérique pour la détermination de la précontrainte

Les caractéristiques géométriques de la section d'encastrement sont les suivantes :

- Section : $S = 21,8320 \text{ m}^2$
- Moment d'inertie : $I = 243,9 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $v = 4,474 \text{ m}$
- Enrobage des câbles : $d = 0,15 \text{ m} \Rightarrow e_0 = v - d = 4,324 \text{ m}$
- Moment fléchissant maximal : $M = -796,420 \text{ MN} \cdot \text{m}$

L'effort de précontrainte nécessaire est déterminé par la formule :

$$P = \frac{M \cdot v}{I \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0 \cdot v}{I} \right)}$$

Substitution des valeurs :

$$P = \frac{796,420 \times 10^6 \times 4,474}{243,9 \left(\frac{1}{21,8320} + \frac{4,324 \cdot 4,474}{243,9} \right)} = 116,759 \text{ MN}$$

L'effort unitaire utile d'un câble 12T15s est :

$$P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{P0} \cdot S = 0,75 \cdot 1488 \text{ MPa} \cdot 1800 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-4} = 200,88 \text{ t} = 2,0088 \text{ MN}$$

Nombre minimum de câbles :

$$N > \frac{P}{P_0} = \frac{116,759}{2,0088} = 58,14$$

On adopte : $N = 60$ câbles de fléau.

10.3.6 Répartition des câbles dans chaque voussoir

La répartition des efforts de précontrainte et du nombre de câbles est détaillée dans le tableau(10.17).

TABLEAU 10.17 – Répartition des efforts de précontrainte et du nombre de câbles par voussoir

Voussoirs	M(MN · m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (MN)	N=P/P0	câbles
1/2 Vsp 17	-795,68	243,67	21,83	4,47	4,32	116,69	58,09	60,00
16,00	-588,02	181,63	20,44	4,10	3,95	96,12	47,85	60,00
15,00	-427,69	134,54	19,14	3,75	3,60	78,10	38,85	40,00
14,00	-316,47	99,28	17,93	3,43	3,28	64,69	32,20	34,00
13,00	-233,47	73,25	16,83	3,14	2,99	53,36	26,56	28,00
12,00	-166,70	54,34	15,82	2,87	2,72	42,57	21,19	22,00
11,00	-132,52	40,82	14,90	2,62	2,47	37,71	18,77	20,00
10,00	-105,52	31,36	14,08	2,41	2,26	33,16	16,51	18,00
9,00	-88,87	24,91	13,36	2,21	2,06	30,57	15,22	16,00
8,00	-74,83	20,74	12,73	2,05	1,90	27,76	13,62	14,00
7,00	-57,65	18,32	12,21	1,91	1,76	22,66	11,28	12,00
6,00	-48,33	17,32	11,77	1,79	1,64	19,62	9,77	10,00
5,00	-36,49	17,29	11,44	1,71	1,56	14,95	7,44	8,00
4,00	-26,65	17,29	11,19	1,64	1,49	10,96	5,46	6,00
3,00	-16,18	17,29	11,05	1,60	1,45	6,66	3,32	4,00
2,00	-8,67	17,29	11,00	1,59	1,44	3,57	1,78	2,00

TABLEAU 10.18 – Répartition des câbles arrêtés et arrêtés par âmes par voussoir

Voussoirs	v16	v15	v14	v13	v12	v11	v10	v9	v8	v7	v6	v5	v4	v3	v2
Câbles arrêtés	20	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Câbles arrêtés par âmes	10	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Remarque : Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

Position et enrobage des câbles

Les caractéristiques de positionnement des câbles sont les suivantes :

- La distance entre axes des câbles est de $1,5 \varphi_{\text{ext}} = 20$ cm.
- L'enrobage des gaines est de 15 cm.
- Le diamètre des gaines d'un câble 12T15s est de 8,2 cm.

La répartition des câbles au niveau des goussets est représentée dans la figure suivante :

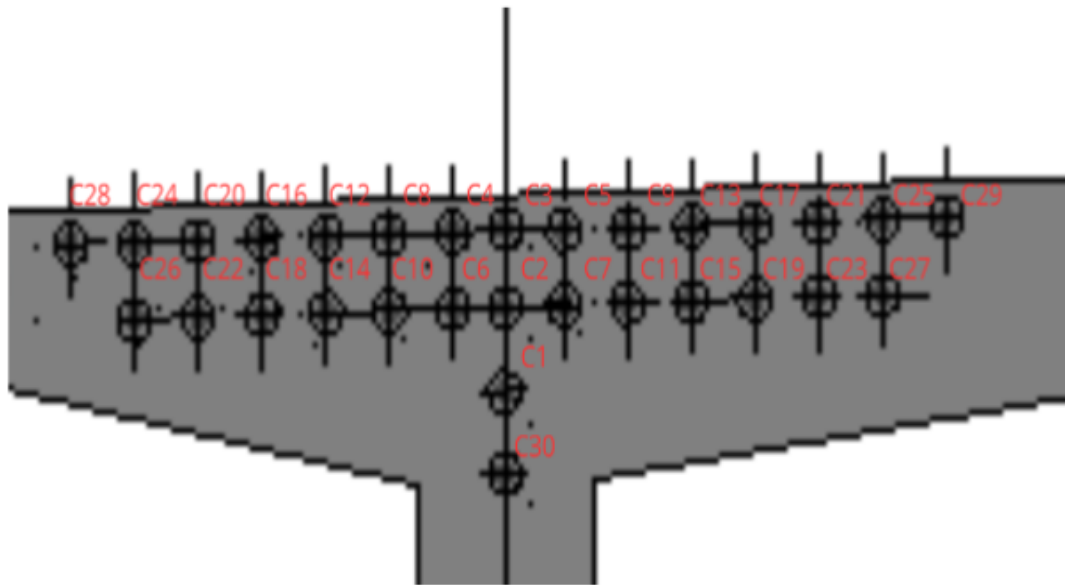


FIGURE 10.4 – Disposition des câbles dans le gausset supérieur

10.3.7 Étude du tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents :

- En élévation : un tracé sensiblement rectiligne.
- En plan : un tracé en forme de « S » près des ancrages.

Le grand principe à respecter est d'éviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l'âme). Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes afin de bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.

Pour l'ancrage de ces câbles dans les âmes :

- Une distance de 0,5 m entre axes des câbles sera respectée.
- Lorsqu'un seul câble est arrêté dans l'âme, il sera ancré au niveau du centre de gravité (CDG) de la section.
- Si deux câbles sont arrêtés par âme, ils seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG (demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir, où ils subiront une déviation parabolique, dont l'équation générale est la suivante (Fig 10.5) :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

- $Y(x)$: position verticale du câble à la distance x depuis l'origine du tronçon,
- d_0 : profondeur initiale du câble,
- d_1 : profondeur finale du câble au niveau de l'ancrage,
- L : longueur totale du tronçon étudié.

10.3.8 Paramètres du tracé parabolique

- d_1 : distance du point d'ancrage (profondeur finale du câble).
- d_0 : distance du câble à la fibre supérieure (profondeur initiale).
- L : distance sur laquelle se fait la courbure (égale à la longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles, et deux voussoirs pour les autres).

10.3.9 Rayon de courbure

Le rayon de courbure en un point x est défini par :

$$R(x) = \frac{x^2}{Y} \quad \text{avec} \quad Y = d_1 - d_0$$

Ce rayon doit satisfaire la condition suivante :

$$R(x) \geq R_{\min} \quad \text{où} \quad R_{\min} = 3 \text{ m} \quad (\text{pour les câbles 12T15s})$$

10.3.10 Inclinaison des câbles

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par la dérivée de la fonction $Y(x)$:

$$\tan \alpha = \frac{dY}{dx} = \frac{2(d_1 - d_0) \cdot x_0}{L^2}$$

L'angle d'inclinaison est donc :

$$\alpha = \arctan \left(\frac{2(d_1 - d_0) \cdot x_0}{L^2} \right)$$

où x_0 est la position du point considéré sur la courbe.

Exemple de calcul : Tracé du câble N°1

Le câble N°1 est arrêté dans le premier voussoir. Dans cette section, 20 câbles sont ancrés, soit 10 par âme.

- Le câble N°1 s'ancre au centre de gravité (CDG) de la section.
- $d_0 = 0,15 \text{ m}$
- $d_1 = 3,72 \text{ m}$
- $L = 4,53 \text{ m}$
- $Y = d_1 - d_0 = 3,57 \text{ m}$

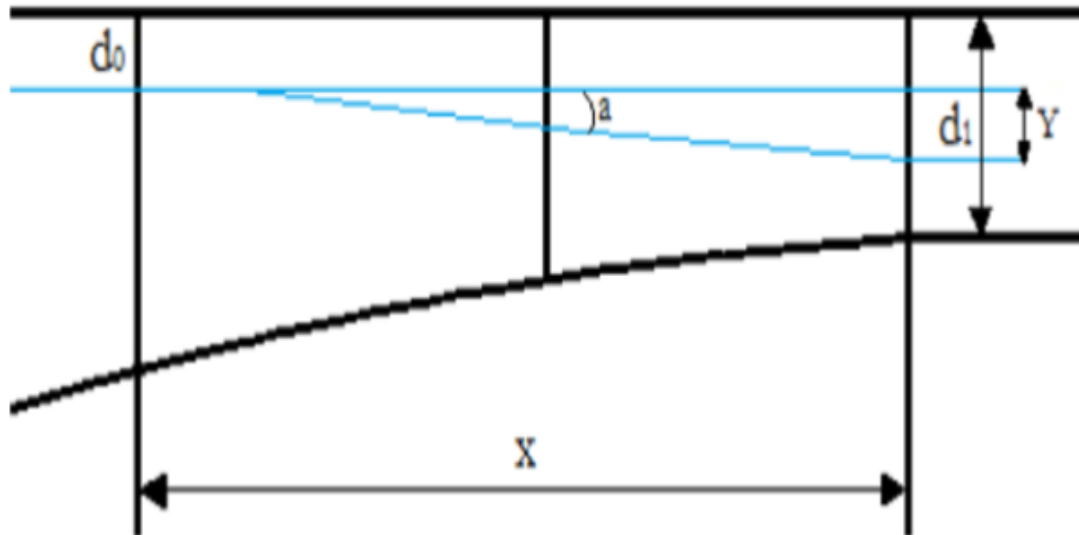


FIGURE 10.5 – Tracé d'un câble en élévation

Vérification du rayon de courbure :

$$R(x) = \frac{L^2}{2Y} = \frac{4,53^2}{2 \times 3,57} = 2,87 \text{ m} < R_{\min} = 3 \text{ m}$$

Conclusion : Le rayon de courbure est insuffisant. Il faut relever le point d'ancrage.

Détermination de la valeur maximale admissible de Y :

$$R(x) \geq 3 \text{ m} \Rightarrow \frac{L^2}{2Y} \geq 3 \Rightarrow Y \leq \frac{L^2}{6}$$

$$Y \leq \frac{4,53^2}{6} = 3,42 \text{ m}$$

Nouvelle profondeur d'ancrage :

$$d_1 = Y + d_0 = 3,42 + 0,15 = 3,57 \text{ m}$$

Rayon de courbure corrigé :

$$R(x) = \frac{4,53^2}{2 \times 3,42} = 3,00 \text{ m} = R_{\min}$$

Inclinaison du câble à l'origine :

$$\tan \alpha = \frac{2(d_1 - d_0)}{L} = \frac{2(3,57 - 0,15)}{4,53} = 1,09 \Rightarrow \alpha = \arctan(1,09) \approx 47,7^\circ$$

Équation du tracé du câble N°1 (forme parabolique) :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L} \right)^2 = 0,15 + 3,42 \cdot \left(\frac{x}{4,53} \right)^2$$

$$Y(x) = 0,15 + 0,174 \cdot x^2 \quad [\text{en m}]$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après (Fig 10.6) :

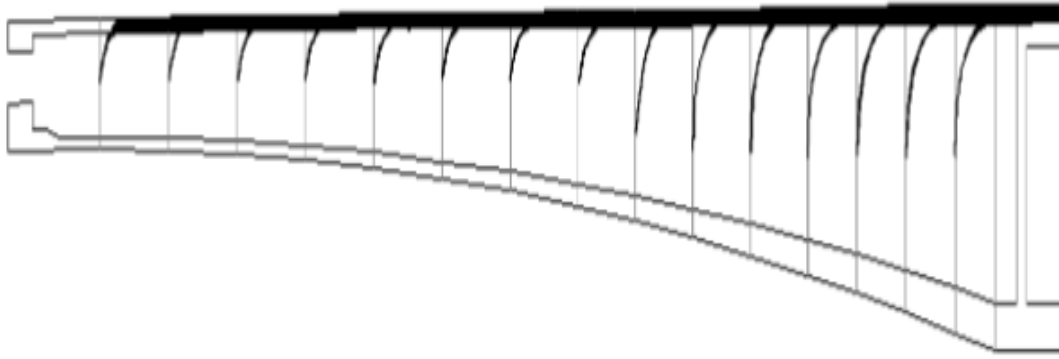


FIGURE 10.6 – Tracé des câbles en élévation

10.3.11 Étude du tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit généralement une trajectoire parabolique allant du début du voussoir jusqu'au point d'ancrage. Toutefois, cette courbure est relativement lente en raison de la déviation simultanée dans deux plans : en plan et en élévation. Cette double courbure complique considérablement l'exécution sur chantier, en particulier au niveau des goussets et des âmes.

Afin de limiter les difficultés d'exécution ainsi que les pertes par frottement dues aux déviations excessives, il est essentiel de respecter les principes suivants :

- Réduire au maximum la variation de direction des câbles en plan.
- Éviter les courbes serrées, surtout à proximité des zones d'ancrage.
- Privilégier un tracé le plus rectiligne possible tout en respectant les contraintes géométriques des goussets.
- Assurer une compatibilité entre les tracés en plan et en élévation pour éviter les croisements ou interférences au niveau des âmes.

Ainsi, pour les câbles de fléau, un tracé en forme de “S” modéré est adopté à proximité des zones d'ancrage, tandis qu'un alignement quasi-rectiligne est privilégié dans la zone centrale. Cette approche permet de concilier les impératifs de la précontrainte avec les contraintes d'exécution et de durabilité.

Équation de la courbure en plan

Le tracé en plan des câbles suit une trajectoire parabolique, définie par l'équation générale (Tab 10.19) :

TABLEAU 10.19 – Caractéristiques géométriques et angulaires du tracé des câbles

VOUSOIRS	N Cable	L(m)	d1(m)	d0(m)	Y(m)	R(m)	tan	DEGREE
V16	C30	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C01	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C02	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C03	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C04	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C05	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C06	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C07	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C08	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C09	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
V15	C10	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C11	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
	C12	4.53	3.57	0.15	3.42	3.00	0.33	18.44
V14	C13	4.53	3.43	0.15	3.28	3.13	0.32	17.72
	C14	4.53	3.43	0.15	3.28	3.13	0.32	17.72
	C15	4.53	3.43	0.15	3.28	3.13	0.32	17.72
V13	C16	4.53	3.14	0.15	2.99	3.43	0.29	16.24
	C17	4.53	3.14	0.15	2.99	3.43	0.29	16.24
	C18	4.53	3.14	0.15	2.99	3.43	0.29	16.24
V12	C19	4.53	3.14	0.15	2.99	3.43	0.29	16.24
V11	C20	4.53	2.87	0.15	2.72	3.78	0.26	14.84
V10	C21	4.53	2.62	0.15	2.47	4.16	0.24	13.53
V9	C22	4.53	2.41	0.15	2.26	4.55	0.22	12.41
V8	C23	4.53	2.22	0.15	2.07	4.97	0.20	11.39
V7	C24	4.53	2.05	0.15	1.90	5.40	0.19	10.50
V6	C25	4.53	1.91	0.15	1.76	5.84	0.17	9.72
V5	C26	4.53	1.79	0.15	1.64	6.16	0.15	9.10
V4	C27	4.53	1.71	0.15	1.56	6.60	0.15	8.62
V3	C28	4.53	1.64	0.15	1.49	6.88	0.15	8.27
V2	C29	4.53	1.60	0.15	1.45	7.07	0.14	8.06

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

Toutefois, en pratique et pour des câbles ancrés dans les voussoirs successifs, on simplifie cette équation sous la forme :

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

où :

- $Z(x)$: ordonnée du câble à la position x ,
- Z_i : position verticale du câble à l'origine du tronçon,
- Z_{i+1} : position verticale du câble à l'extrémité du tronçon,
- L : longueur du tronçon de voussoir considéré,
- $x \in [0, L]$.

Rayon de courbure :

Le rayon de courbure R en un point donné s'exprime par les formules suivantes, selon la position dans la parabole :

$$R_i = \frac{X_i^2}{2(Z_{i+1} + Z_i)} \quad \text{ou} \quad R_i = \frac{X_{i+1}^2}{2(Z_{i+1} + Z_{i+2})}$$

où :

- X_i, X_{i+1} : abscisses des points considérés sur la parabole,
- Z_i, Z_{i+1}, Z_{i+2} : ordonnées correspondantes,
- R_i : rayon de courbure en plan au point i .

Ces expressions permettent de vérifier que la courbure reste compatible avec le rayon minimal admissible pour les gaines de précontrainte (typiquement $R_{\min} = 3$ m pour les câbles 12T15s).

Inclinaison du tracé en plan

L'inclinaison du câble en plan est définie par la tangente de l'angle β que fait le câble avec l'axe longitudinal horizontal. Elle est donnée par les formules suivantes (Fig 10.7) :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

où :

- Z_i, Z_{i+1} : positions verticales successives du câble en plan,
- x_i, x_{i+1} : longueurs horizontales correspondantes.

Cas particuliers :

Les câbles C1,C2,C3,C30 ont un tracé en plan rectiligne, car leur direction coïncide avec celle de l'axe d'ancrage. Ils ne subissent donc aucune déviation horizontale. Les paramètres du tracé des câbles en plan sont donnés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 10.21 – Tracé de câbles en plan

Voussoirs	N Câbles	L (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	B_i rad
V16	C30	4,53	0,00	0,00	∞	0,00
	C1	4,53	0,00	0,00	∞	0,00
	C2	4,53	0,00	0,00	∞	0,00
	C3	4,53	0,00	0,00	∞	0,00
	C4	4,53	-0,20	-0,10	-34,20	-0,04
	C5	4,53	0,20	0,10	34,20	0,04
	C6	4,53	-0,20	-0,10	-34,20	-0,04
	C7	4,53	0,20	0,10	34,20	0,04
	C8	4,53	-0,40	-0,20	-17,10	-0,09
	C9	4,53	0,40	0,20	17,10	0,09
V15	C10	4,53	-0,40	-0,20	-17,10	-0,09
	C11	4,53	0,40	0,20	17,10	0,09
	C12	4,53	-0,60	-0,30	-11,40	-0,13
V14	C13	4,53	0,60	0,30	11,40	0,13
	C14	4,53	-0,60	-0,30	-11,40	-0,13
	C15	4,53	0,60	0,30	11,40	0,13
V13	C16	4,53	-0,80	-0,40	-8,55	-0,17
	C17	4,53	0,80	0,40	8,55	0,17
	C18	4,53	-0,80	-0,40	-8,55	-0,17
V12	C19	4,53	0,80	0,40	8,55	0,17
V11	C20	4,53	-1,00	-0,50	-6,84	-0,22
V10	C21	4,53	1,00	0,50	6,84	0,22
V9	C22	4,53	-1,00	-0,50	-6,84	-0,22
V8	C23	4,53	1,00	0,50	6,84	0,22
V7	C24	4,53	1,20	0,60	6,70	0,26
V6	C25	4,53	1,20	0,60	6,70	0,26
V5	C26	4,53	1,20	0,60	5,70	0,26
V4	C27	4,53	1,20	0,60	5,70	0,26
V3	C28	4,53	-1,40	-0,70	-4,59	-0,30
V2	C29	4,53	1,40	0,70	4,89	0,30

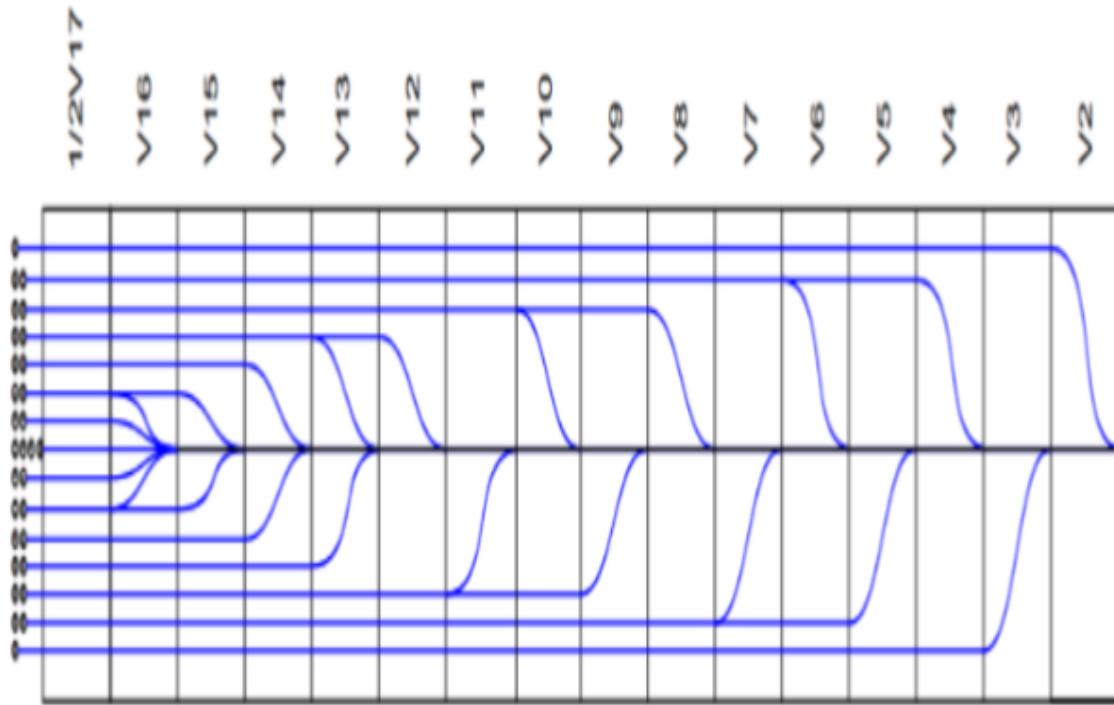


FIGURE 10.7 – Tracé en plan d'un câble du fléau

10.4 Calcul des pertes de tension

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la connaissance de la force effective exercée par le câble à long terme. Cette force est inférieure à la force initiale appliquée par le vérin lors de la mise en tension, en raison de phénomènes appelés **pertes de précontrainte**.

On distingue deux grandes familles de pertes :

- Les **pertes instantanées**, qui se produisent au moment de la mise en tension ;
- Les **pertes différées**, qui apparaissent au cours du temps.

10.4.1 pertes instantanées

Elles incluent :

- les pertes par frottement de l'acier dans la gaine ;
- les pertes dues au déplacement des ancrages ou au relâchement local ;
- les pertes par raccourcissement élastique du béton.

10.4.1.1 Pertes dues au frottement

Lorsqu'une armature est mise en tension, elle s'allonge et glisse dans la gaine, provoquant un frottement. Ce dernier s'oppose au déplacement de l'armature et génère des pertes de tension.

La tension dans le câble à une distance x de l'ancrage est donnée par :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(\alpha f + \varphi x)}$$

où :

- $\sigma_{p0} = 1488$ MPa : tension initiale à l'ancrage (selon BPEL 91 révisé 99) ;
- $f = 0,20$ rad⁻¹ : coefficient de frottement angulaire ;
- $\varphi = 0,003$ m⁻¹ : coefficient de frottement linéaire ;
- α : angle de déviation en élévation ;
- β : angle de déviation en plan.

La déviation totale est alors :

$$\alpha_t = \alpha + 2\beta$$

Et la perte de précontrainte correspondante est :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \left(1 - e^{-(\alpha f + \varphi x)}\right)$$

-Les pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine sont résumées dans le (Tab 10.22) :

TABLEAU 10.22 – Résultats des pertes dues au frottement de chaque câble

Voussoirs	Bi	a	$e^{-f\alpha-\varphi x}$	$1 - e^{-f\alpha-\varphi x}$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
V16	0,00	0,32	0,93	0,07	111,57
	0,00	0,32	0,93	0,07	111,57
	0,00	0,32	0,93	0,07	111,57
	0,00	0,32	0,91	0,09	130,15
	-0,04	0,32	0,91	0,09	130,15
	0,04	0,32	0,91	0,09	130,15
	-0,04	0,32	0,91	0,09	130,15
	0,04	0,32	0,91	0,09	130,15
	-0,09	0,32	0,89	0,11	166,56
	0,09	0,32	0,89	0,11	166,56
V15	-0,09	0,32	0,89	0,11	166,56
	0,09	0,32	0,89	0,11	166,56
	-0,13	0,32	0,88	0,12	184,39
V14	0,13	0,32	0,88	0,12	184,39
	-0,13	0,31	0,84	0,16	233,96
	0,13	0,31	0,84	0,16	233,96
V13	-0,17	0,31	0,84	0,16	243,86
	0,17	0,28	0,84	0,16	243,86
	-0,17	0,28	0,83	0,17	254,62
V12	0,17	0,28	0,83	0,17	254,62
V11	-0,22	0,26	0,83	0,17	256,91
V10	0,22	0,24	0,83	0,17	256,91
V9	-0,22	0,22	0,83	0,17	256,91
V8	0,22	0,20	0,83	0,17	256,91
V7	-0,26	0,18	0,81	0,19	277,83
V6	0,26	0,17	0,81	0,19	277,83
V5	-0,26	0,16	0,81	0,19	277,83
V4	0,26	0,15	0,81	0,19	277,83
V3	-0,30	0,14	0,79	0,21	308,88
V2	0,30	0,14	0,79	0,21	308,88
Total					6220,80

La somme des pertes dues aux frottements des câbles par âme est : 6220,79MPa

10.4.1.2 pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un léger glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détente du vérin et du blocage des clavettes.

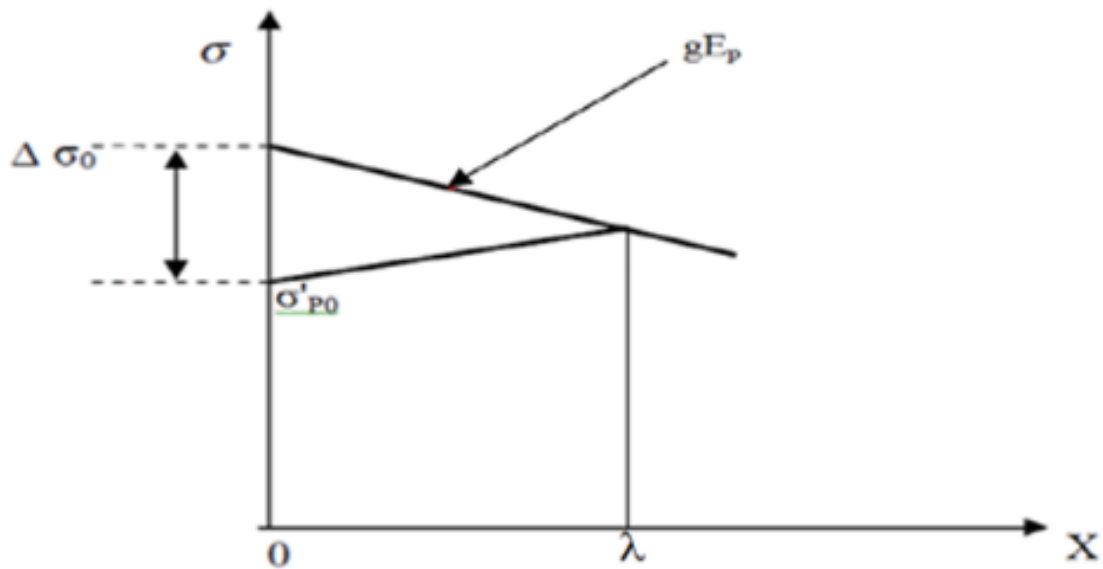


FIGURE 10.8 – Diagramme des tensions avant et après recul à l'ancrage

Les pertes dues au recul d'ancrage n'affectent qu'une partie « λ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0} k}}$$

$$\text{avec } k = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$$

$\lambda > x \Rightarrow$ les pertes existent ; $\lambda < x \Rightarrow$ les pertes sont nulles

Donc les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2\lambda k$$

-Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 10.23 – Résultats des pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble

Voussoirs	a	K	λ (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)
V16 (10 câbles)	0,99	0,05	2,37	0,22
	0,99	0,05	2,37	0,22
	0,99	0,05	2,37	0,22
	0,99	0,05	2,37	0,22
	0,99	0,02	3,25	0,16
	0,99	0,02	3,25	0,16
	0,99	0,02	3,37	0,14
	0,99	0,01	4,35	0,12
	0,99	0,01	4,35	0,12
	0,99	0,01	4,73	0,11
V15 (3 câbles)	0,99	0,01	4,73	0,11
	0,97	0,01	5,06	0,10
	0,97	0,01	5,37	0,10
V14 (3 câbles)	0,97	0,01	5,61	0,09
	0,92	0,01	5,90	0,09
	0,92	0,01	5,90	0,09
V13 (1 câble)	0,88	0,01	6,18	0,08
V12 (1 câble)	0,88	0,01	6,18	0,08
V11 (1 câble)	0,78	0,01	6,53	0,08
V10 (1 câble)	0,74	0,01	6,53	0,08
V9 (1 câble)	0,70	0,01	6,56	0,08
V8 (1 câble)	0,63	0,01	6,96	0,08
V7 (1 câble)	0,63	0,01	7,15	0,07
V6 (1 câble)	0,60	0,01	7,21	0,07
V5 (1 câble)	0,58	0,01	7,46	0,07
V4 (1 câble)	0,57	0,01	7,49	0,07
V3 (1 câble)	0,57	0,01	7,49	0,07
V2 (1 câble)	0,57	0,01	7,49	0,07
Total				3,47

La somme des pertes dues aux reculs d’ancrages des câbles par âme est : 3,47 MPa

10.4.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Les pertes résultantes des déformations instantanées du béton sont dues à une mise en tension des câbles de manière non simultanée. En effet, la mise en tension des câbles ne peut s’effectuer que câble par câble. La mise en tension d’un deuxième câble va entraîner un raccourcissement

du voussoir et du premier câble ; de même, la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et des deux premiers câbles, et ainsi de suite.

Les règles du **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bn}(x)$$

où :

- E_{ij} : Module de Young instantané du béton au jour j , donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$$

- E_p : Module d'élasticité des aciers de précontrainte.
- $\sigma_{bn}(x)$: Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x .

Contrainte de compression du béton due à la précontrainte

La contrainte de compression du béton à l'abscisse x due à l'ensemble des câbles est donnée par :

$$\sigma_{bn}(x) = n \cdot \sigma_b(x)$$

avec :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

où :

- n : Nombre de câbles traversant la section considérée.
- P : Effort de précontrainte réel après pertes par frottement, donné par :

$$P = p_i - \Delta\sigma_{p0}(x)$$

- S : Aire de la section du béton.
- e : Excentricité de la précontrainte.
- I : Moment d'inertie de la section.
- M : Moment fléchissant en service dû au poids propre et aux surcharges.

-Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 10.24 – Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Voussoirs	S (m ²)	e (m)	I (m)	M (M)	σ_b (MN/m ²)	$\Delta\sigma_b$
V16	21,83	3,95	134,54	-588,02	32,80	82,84
V15	20,44	3,60	99,60	-427,69	29,55	75,54
V14	19,14	3,28	99,28	-316,47	20,57	55,56
V13	17,93	2,90	73,25	-233,47	18,07	47,33
V11	15,82	2,47	40,82	-132,52	15,62	40,47
V12	16,36	2,71	54,34	-166,70	16,02	41,91
V10	15,03	2,36	31,66	-104,45	15,21	38,40
V9	14,00	2,06	29,04	-86,57	13,82	37,89
V8	13,66	2,00	20,90	-74,48	13,73	34,79
V7	12,73	1,76	17,56	-57,65	11,12	28,09
V6	12,21	1,64	17,43	-43,28	9,34	23,83
V5	11,77	1,56	15,76	-36,49	6,94	17,78
V4	11,44	1,49	14,79	-26,65	4,67	11,75
V3	11,19	1,45	12,99	-18,61	2,75	6,99
V2	11,05	1,44	17,49	-8,67	1,48	3,73
Total						542,35

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

$$\sum \Delta\sigma_{bn} = 542,354 \text{ MPa}$$

10.4.1.4 Total des pertes de précontrainte instantanées

La perte totale instantanée de la tension dans les câbles est donnée par la somme des différentes pertes :

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = \Delta\sigma_{p0} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{bn}$$

où :

- $\Delta\sigma_{p0}$: Pertes dues au frottement dans la gaine.
- $\Delta\sigma_r$: Pertes dues au recul des ancrages.
- $\Delta\sigma_{bn}$: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (mise en tension non simultanée).

Somme totale des pertes de précontrainte instantanées

La somme totale des pertes de précontrainte instantanées pour tous les câbles ou sections s'écrit :

$$\sum \Delta\sigma_{\text{inst}} = \sum (\Delta\sigma_{p0} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{bn}) = 6220,79 + 3,71 + 542,354 = 6766,854 \text{ MPa}$$

10.4.2 Pertes différées

Les pertes différées sont celles qui apparaissent progressivement dans le temps, après la mise en tension des câbles. On distingue principalement :

- **Les pertes dues au retrait du béton :**
 - o Le retrait du béton provoque une réduction de longueur indépendante de toute sollicitation mécanique.
 - o Ce phénomène engendre une diminution de la force de précontrainte dans les câbles.
- **Les pertes dues au fluage du béton :**
 - o Le fluage est la déformation lente et irréversible du béton soumis à une contrainte constante.
 - o Cette déformation entraîne un raccourcissement de la section, et donc une diminution progressive de la force de précontrainte.
- **Les pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte :**
 - o La relaxation est la diminution de contrainte dans un acier de précontrainte maintenu à allongement constant.
 - o Elle dépend de la température, de la nature de l'acier, du niveau initial de tension, et du temps.

10.4.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \quad \text{avec} \quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t)) \quad \text{et} \quad r(t) = \frac{t}{t + 9}$$

- ε_r : retrait total du béton (2×10^{-4} en climat humide selon le BPEL),
- E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190\,000$ MPa),
- $r(t)$: fonction du temps variant de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

Donc :

$$\Delta\sigma_{rt} = 190\,000 \times 2 \times 10^{-4} = \boxed{38 \text{ MPa}}$$

10.4.2.2 Pertes dues au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL 91, la perte finale de tension due au fluage est définie par (Tab 10.25) :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_{ij}}{E_p} \cdot (\sigma_b + \sigma_{\max})$$

Avec :

- E_p : module d'élasticité de l'acier,
- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours,
- $\sigma_{\max}$: contrainte maximale au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte,
- σ_b : contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL :

$$\sigma_{\max} \leq 1,5 \cdot \sigma_b \Rightarrow \Delta\sigma_{flu} = \frac{2,5 \cdot \sigma_b \cdot E_{ij}}{E_p}$$

Et :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$$

Avec :

- P : force de précontrainte réelle,
- e : excentricité du câble moyen,
- S : surface de la section du béton,
- I : moment d'inertie de la section,
- M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

-Les pertes dues au fluage du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 10.25 – Résultats Pertes dues au fluage du béton

voussoirs	S (M2)	e (m)	I (m4)	M	σ_b (MN/m ²)	$\Delta\sigma$ fluage
V16	21,83	3,95	134,54	-588,02	32,80	414,18
V15	20,44	3,60	99,20	-427,69	29,55	377,68
V14	19,14	3,28	99,28	-316,47	20,81	262,81
V13	17,93	2,95	73,25	-233,47	18,94	239,17
V12	15,82	2,47	40,82	-132,52	15,02	239,17
V11	16,83	2,71	54,34	-166,70	15,70	209,57
V10	14,09	2,36	31,06	-101,23	15,21	192,03
V9	14,08	2,00	20,94	-98,91	13,86	178,63
V8	13,36	1,93	20,71	-94,33	13,13	173,43
V7	12,71	1,75	16,57	-85,32	12,00	140,47
V6	12,21	1,64	12,43	-48,33	9,34	116,31
V5	11,77	1,56	11,76	-36,49	6,64	83,99
V4	11,44	1,49	1,79	-26,65	4,67	58,92
V3	11,19	1,45	1,69	-18,90	2,77	38,95
V2	11,05	1,44	17,29	-8,67	1,48	18,67
					214,41	2711,77

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2,5 \cdot \sigma_b \cdot E_{ij}}{E_p} = 2711,77 MPa \quad \text{avec} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$$

10.4.2.3 Pertes dues à la relaxation de l'acier de précontrainte

La relaxation de l'acier est une diminution de tension à longueur constante. Elle se manifeste dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint lorsque la contrainte dépasse 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie. Deux types d'aciers sont distingués :

- Aciers à relaxation normale : **RN**,
- Aciers à très basse relaxation : **TBR**.

Dans notre cas, on utilise des aciers **TBR**. Pour ces aciers, la relaxation à 1000 heures est généralement garantie par :

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

Le règlement BPEL 91 propose la formule suivante pour estimer la perte finale de tension par relaxation :

$$\Delta\sigma_{\text{rlx}} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

où :

$$\begin{aligned} \sigma_{pi}(x) &= \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{inst}} && : \text{tension initiale corrigée, en MPa} \\ \sigma_{p0} &= 1488 \text{ MPa} && : \text{tension initiale à l'ancrage} \\ f_{prg} &= 1860 \text{ MPa} && : \text{contrainte de rupture garantie de l'acier} \\ \mu_0 &= 0,43 && : \text{coefficient pour aciers TBR} \\ \rho_{1000} &= 2,5\% && : \text{relaxation garantie à 1000 h} \end{aligned}$$

-Les pertes dues à la relaxation des câbles sont résumées dans le tableau suivant (Tab 10.26) :

TABLEAU 10.26 – Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier

Voussoirs	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{rel}$
V16	1293,38	51,48
	1293,38	51,48
	1293,38	51,48
	1293,38	51,48
	1274,86	48,84
	1274,86	48,84
	1266,85	46,29
	1263,85	47,30
	1245,79	44,81
	1245,91	44,80
V15	1227,96	42,40
	1250,93	45,12
	1233,35	43,12
V14	1233,94	41,87
	1223,94	41,87
	1206,78	39,61
V13	1219,16	41,23
	1202,14	39,01
	1202,14	39,01
V12	1192,83	37,81
V11	1200,63	38,50
V10	1189,71	37,41
V9	1196,62	38,29
V8	1190,44	37,50
V7	1198,82	38,54
V6	1191,22	37,60
V5	1198,22	38,50
V4	1172,01	35,18
V3	1176,14	35,70
V2	1176,14	35,70
Total		1278,89

10.4.2.4 Conclusion sur les pertes différées

La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est :

$$\Delta\sigma_{\text{rlx}} = 1278,89 \text{ MPa}$$

Les pertes différées finales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{rlx}}$$

Le coefficient $\frac{5}{6}$ tient compte de la non-indépendance des pertes : en effet, la perte par relaxation est réduite sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 2711,877 + \frac{5}{6} \times 1278,89 = 3815,61 \text{ MPa}$$

=

$$\sum \Delta\sigma_d = 3815,618 \text{ MPa}$$

Somme totale des pertes de précontrainte différées

Les pertes totales sont données par la somme des pertes instantanées et différées :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_d = 6766,854 + 3815,61 = 10582,47 \text{ MPa}$$

Pourcentage de perte :

$$\Delta\sigma_T = \frac{10582,47}{1488 \times 30} \times 100 = 23.71\%$$

Remarque : Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Conclusion : Pour notre projet, nous maintenons le nombre de câbles précédent : **60 câbles de type 12T15s.**

10.5 Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section (Fig 10.9).

En phase de construction, on vérifie que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV'}{I} - \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{|M|V'}{I}$$

Avec :

- σ_{sup} : contrainte dans la fibre supérieure de la section - σ_{inf} : contrainte dans la fibre inférieure de la section - P : effort de précontrainte réelle - S : section transversale du voussoir - e : excentricité du câble - I : moment d'inertie de la section - M : moment fléchissant dû aux charges - V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure - V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

Les contraintes admissibles sont :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa} \quad (\text{Car on est en classe I})$$

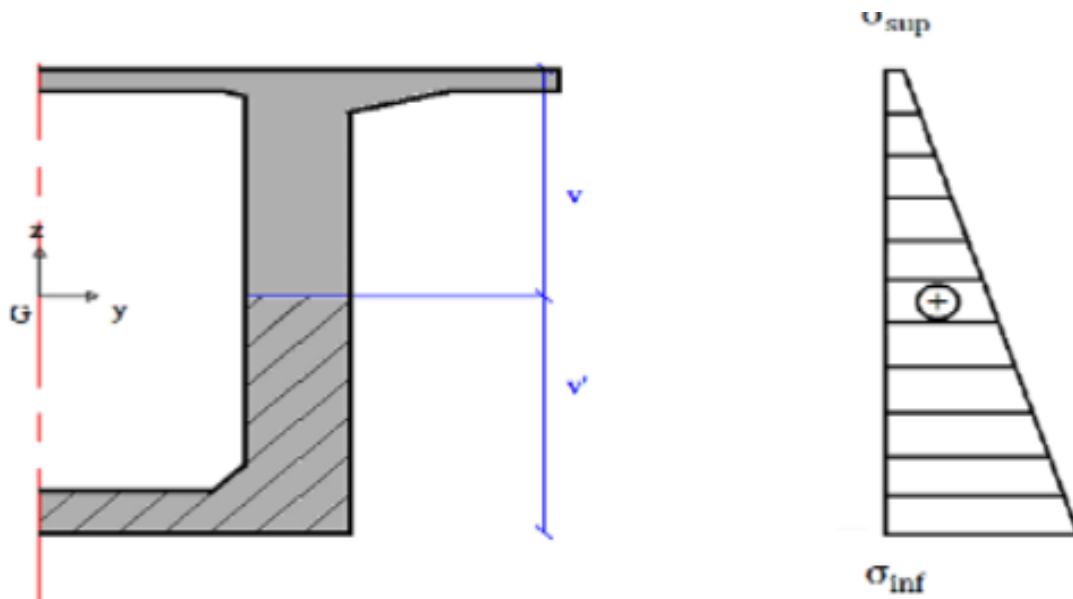


FIGURE 10.9 – Diagramme des contraintes

Les contraintes dans le demi-fléau sont résumées dans le tableau suivant (Tab 10.27) :

TABLEAU 10.27 – Vérification des contraintes en construction

Voussoirs	M(MNm)	I(m4)	S(m2)	V(m)	V'(m)	e(m)	P(MN)	sup	inf	OBS
1/2Vsp17	-795,68	243,67	21,83	4,47	4,03	4,32	116,69	0,00	10,16	OK
16,00	-588,02	181,63	20,44	4,10	3,72	3,95	96,12	0,00	8,97	OK
15,00	-427,69	134,54	19,14	3,75	3,44	3,62	78,10	0,00	7,82	OK
14,00	-316,47	99,28	17,93	3,43	3,17	3,28	64,69	0,00	6,95	OK
13,00	-233,47	73,25	16,83	3,14	2,93	2,98	53,36	0,00	6,15	OK
12,00	-166,70	54,34	15,62	2,87	2,71	2,71	42,57	0,00	5,25	OK
11,00	-132,52	40,82	14,42	2,65	2,47	2,47	37,71	0,00	4,96	OK
10,00	-105,52	31,36	14,08	2,41	2,33	2,26	33,16	0,00	4,60	OK
9,00	-88,87	24,91	13,36	2,21	2,06	2,06	30,57	0,00	4,54	OK
8,00	-74,33	20,74	12,73	2,05	1,92	1,89	27,76	0,00	4,33	OK
7,00	-57,65	18,32	12,21	1,91	1,92	1,60	23,64	0,00	3,73	OK
6,00	-48,33	17,32	11,77	1,79	1,83	1,64	19,62	0,00	3,37	OK
5,00	-36,49	17,29	11,44	1,75	1,56	1,56	14,95	0,00	2,65	OK
4,00	-26,65	17,29	11,19	1,64	1,49	1,50	10,49	0,00	1,99	OK
3,00	-16,18	17,29	11,09	1,60	1,47	1,45	6,66	0,00	1,23	OK
2,00	-8,67	17,29	11,00	1,59	1,66	1,44	3,57	0,00	0,66	OK

Remarque D'après le tableau des vérifications des contraintes en construction, on remarque que les contraintes trouvées à la fibre inférieure et supérieure sont inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

10.6 Étude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.

10.6.1 Détermination de la précontrainte de continuité

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment maximal M déterminé selon la formule suivante :

$$P = \frac{M \cdot V'}{I} / \left(\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V'}{I} \right)$$

avec la condition suivante :

$$N \geq 0,75 \cdot P_0$$

Où :

- P : effort de précontrainte
- M : moment maximal
- V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure
- V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure
- e' : excentricité des câbles par rapport au centre de gravité
- S : section transversale du voussoir sur l'axe de la pile
- I : moment d'inertie de la section
- P_0 : effort de précontrainte initial

10.6.2 Détermination du nombre de câbles de continuités

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel MIDAS CIVIL après l'analyse de la structure : 1,35 G + 1,35 E360

Remarque : Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau -Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 10.28 – Répartition des efforts de précontrainte et du nombre de câbles par voussoir

Voussoirs	M(MNm)	V (m)	I(m4)	S(m2)	e(M)	P(MN)	N = P/0,75P0	câbles
1,00	120,10	1,66	17,29	11,00	1,44	50,16	33,31	45,00
2,00	143,40	1,67	17,29	11,00	1,44	60,11	39,94	45,00
3,00	180,00	1,70	17,29	11,09	1,45	75,63	50,42	45,00
4,00	161,17	1,72	17,29	11,19	1,45	67,65	45,67	40,00
5,00	162,21	1,74	17,32	11,44	1,56	68,45	46,31	40,00
6,00	144,30	1,92	17,32	11,77	1,54	59,92	40,35	40,00
7,00	125,32	2,04	18,32	12,21	1,56	51,12	34,43	35,00
8,00	119,00	2,18	20,74	12,73	1,90	44,95	29,83	34,00

La répartition des câbles au niveau des goussets est représentée dans la figure suivante(Fig 10.10) :

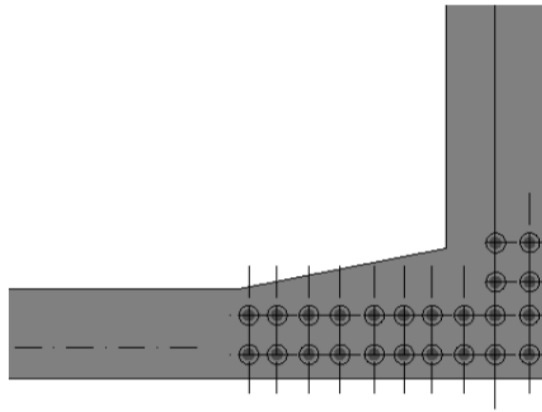


FIGURE 10.10 – Disposition des câbles dans le gousset

Tracé des câbles en élévation est représentée dans la figure suivante(Fig 10.11) :

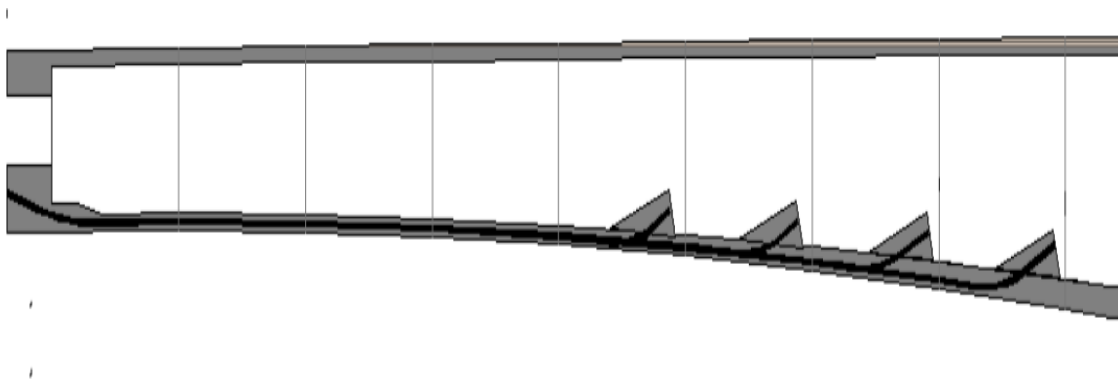


FIGURE 10.11 – Tracé des câbles de continuité en élévation

TABLEAU 10.29 – Contraintes instantanées et différées des câbles par voussoir

Voussoirs	N CABLES	σ inst	σ def
V4	C1	179,86	185,34
	C2	175,57	176,08
V5	C3	175,57	176,08
	C4	175,57	176,08
V6	C5	194,61	154,73
	C6	194,61	154,73
	C7	194,61	154,73
V7	C8	196,70	131,73
	C9	196,70	131,73
V8	C10	200,91	117,83
	C11	222,91	117,83
	C12	222,91	117,83
	C13	222,91	117,83
	C14	222,91	117,83
	C15	222,91	117,83
	C16	222,91	117,83
	C17	222,91	117,83
	C18	222,91	117,83
	C19	222,91	117,83
	C20	222,91	117,83
	C21	222,91	117,83
	C22	222,91	117,83
	C23	222,91	117,83
	C24	222,91	117,83
Total		5005,43	3208,68

Le pourcentage des pertes pour la travée de rive est égal à :

$$\frac{8252,11 MPa}{1488 \times 24} \times 100 = 23,10\%$$

$23,10\% < 25\% \Rightarrow$ donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (24 câbles de 12T15s).

10.6.3 Vérification des contraintes en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications (Tab 10.30) :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure, c'est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Donc, on est amené à vérifier :

À l'ELS :

$$\begin{cases} \text{À vide :} & G \\ \text{En charge :} & G + E360 \end{cases}$$

À vide (sous Mmin) :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\text{min}}|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M_{\text{min}}|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

En charge (sous Mmax) :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\text{max}}|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M_{\text{max}}|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
- P : Effort de précontrainte réelle.
- S : Section transversale du voussoir.
- e' : Excentricité.
- I : Moment d'inertie de la section.
- M_{max} : Moment maximum agissant sur la section ($G + E360$).
- M_{min} : Moment minimum agissant sur la section ($G + \text{CCP}$).
- V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = \mathbf{24 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bt}} = \mathbf{0 \text{ MPa}} \quad (\text{Car on est en classe I})$$

TABLEAU 10.30 – Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et Mmax

Voussoirs	N CABLES	P (MN)	S(M2)	e (m)	I (m4)	M(MN)MAX	M(MN)MIN	A Vide		en charge		OBS
								σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	
V4	C1	70,58	11,19	1,49	17,29	123,83	122,23	4,74	7,95	4,59	8,10	OK
V5	C2	67,69	11,44	1,56	17,29	119,41	117,81	4,73	7,15	4,58	7,31	OK
	C3	67,69	11,44	1,56	17,29	119,41	117,81	4,73	7,15	4,58	7,31	OK
	C4	67,69	11,44	1,56	17,29	119,41	117,81	4,73	7,15	4,58	7,31	OK
	C5											
V6	C6	59,92	11,77	1,64	17,32	106,89	105,29	4,41	5,79	4,25	5,95	OK
	C7											
	C8											
V7	C9	50,23	12,21	1,76	18,32	92,76	91,16	3,83	4,41	3,68	3,67	OK
	C10											
V8	C11											
	C12											
	C13											
	C14											
	C15											
	C16											
	C17	44,93	12,73	1,90	20,74	88,15	86,55	3,42	3,64	3,27	3,79	OK
	C18											
	C19											
	C20											
	C21											
	C22											
	C23											
	C24											

Chapitre 11

CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES



11.1 Vérification des contraintes normales à l'ELS

La vérification des contraintes normales est réalisée pour quatre phases de la vie de la poutre précontrainte [1] :

- **Phase 1** : après 7 jours (poutre seule, à vide)
- **Phase 2** : après 28 jours (poutre seule, à vide)
- **Phase 3** : après le collage de la dalle
- **Phase 4** : en service (avec les charges permanentes et variables)

À chaque phase, les contraintes aux fibres supérieures et inférieures sont comparées aux contraintes admissibles selon :

$$\sigma_{bt} < \sigma < \sigma_{bc}$$

Caractéristiques géométriques de la section médiane (Tab 11.1) :

TABLEAU 11.1 – Caractéristiques géométriques – Poutre seule (gauche) et Poutre + Dalle (droite)

Paramètre	Brute	Nette	Paramètre	Brute	Nette
Hauteur H (m)	1,50	1,50	Hauteur H (m)	1,75	1,75
Aire S (m ²)	0,55	0,54	Aire S (m ²)	0,85	0,84
Inertie I (m ⁴)	0,46	0,44	Inertie I (m ⁴)	1,13	1,11
Fibre sup. v (m)	0,80	0,79	Fibre sup. v (m)	0,65	0,64
Fibre inf. v' (m)	0,70	0,71	Fibre inf. v' (m)	1,10	1,11
$\rho = \frac{I}{S \cdot v \cdot v'}$	0,55	0,52	$\rho = \frac{I}{S \cdot v \cdot v'}$	0,48	0,47

Phase 1 : après 7 jours

$$f_{cj} = 26.71 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bc} = 16 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bt} = -3.3 \text{ MPa}$$

Calcul de la précontrainte effective :

$$P_1 = 1.02 \cdot K \cdot P_0 - 0.80 \cdot K \cdot \Delta P = 1.02 \cdot 0.5 \cdot 2.4 - 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.1 \cdot 2.4 = 1.128 \text{ MN}$$

Moment de précontrainte :

$$M_{pr} = -P_1 \cdot [3(v'_n - y_i) + (v'_n - y_{i,\text{centre}})] = -1.128 \cdot [3(0.71 - 0.19) + (0.71 - 0.35)] = -2.12 \text{ MN m}$$

Moment du poids propre :

$$M_g = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0.01375 \cdot 30^2}{8} = 1.54 \text{ MN m}$$

Contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{4P_1}{S_n} + \frac{M_{pr} \cdot v_n}{I_n} + \frac{M_g \cdot v_n}{I_n}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4 \cdot 1.128}{0.54} + \frac{-2.12 \cdot 0.79}{0.44} + \frac{1.54 \cdot 0.79}{0.44} = 7.30 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow -3.3 < \boxed{7.30} < 16 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Contraintes en fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4P_1}{S_n} + \frac{M_{\text{pr}} \cdot v'_n}{I_n} + \frac{M_g \cdot v'_n}{I_n}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4 \cdot 1.128}{0.54} + \frac{2.12 \cdot 0.71}{0.44} - \frac{1.54 \cdot 0.71}{0.44} = 9.27 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow -3.3 < \boxed{9.27} < 16 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Phase 2 : après 28 jours (poutre seule, à vide)

$$f_{cj} = 40 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bc} = 24 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bt} = -4.5 \text{ MPa}$$

Calcul de la précontrainte effective :

$$P_2 = 1.02 \cdot K \cdot P_0 - 0.80 \cdot K \cdot \Delta P = 1.02 \cdot 1 \cdot 2.4 - 0.8 \cdot 1 \cdot 0.1 \cdot 2.4 = 2.256 \text{ MN}$$

Moment de précontrainte :

$$M_{\text{pr}} = -2.256 \cdot [3(0.71 - 0.19) + (0.71 - 0.35)] = -4.24 \text{ MN m}$$

Moment du poids propre (inchangé) :

$$M_g = 1.54 \text{ MN m}$$

Contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4 \cdot 2.256}{0.54} + \frac{-4.24 \cdot 0.79}{0.44} + \frac{1.54 \cdot 0.79}{0.44} = 11.8 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow -4.5 < \boxed{11.8} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Contraintes en fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4 \cdot 2.256}{0.54} + \frac{4.24 \cdot 0.71}{0.44} - \frac{1.54 \cdot 0.71}{0.44} = 21.0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow -4.5 < \boxed{21.0} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Phase 3 : après collage de la dalle

$$f_{cj} = 40 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bc} = 24 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bt} = -4.5 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la section (poutre + dalle, nette) :

$$S_n = 0.84 \text{ m}^2, \quad I_n = 1.11 \text{ m}^4, \quad v = 0.64 \text{ m}, \quad v' = 1.11 \text{ m}$$

Calcul de la précontrainte effective :

$$P_3 = 1.02 \cdot 1 \cdot 2.4 - 0.80 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2.4 = 2.16 \text{ MN}$$

Moment de précontrainte :

$$M_{pr} = -2.16 \cdot [3(1.11 - 0.19) + (1.11 - 0.35)] = -7.51 \text{ MN m}$$

Moment du poids propre (poutre + dalle) :

$$M_g = \frac{(0.01375 + 0.086) \cdot 30^2}{8} = 11.22 \text{ MN m}$$

Contraintes en fibre supérieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{sup} &= \frac{4 \cdot 2.16}{0.84} + \frac{-7.51 \cdot 0.64}{1.11} + \frac{11.22 \cdot 0.64}{1.11} = 12.45 \text{ MPa} \\ &\Rightarrow -4.5 < \boxed{12.45} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

Contraintes en fibre inférieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{inf} &= \frac{4 \cdot 2.16}{0.84} + \frac{7.51 \cdot 1.11}{1.11} - \frac{11.22 \cdot 1.11}{1.11} = 6.60 \text{ MPa} \\ &\Rightarrow -4.5 < \boxed{6.60} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

Phase 4 : en service

$$f_{cj} = 40 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bc} = 24 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bt} = -4.5 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la section (poutre + dalle, nette) :

$$S_n = 0.84 \text{ m}^2, \quad I_n = 1.11 \text{ m}^4, \quad v = 0.64 \text{ m}, \quad v' = 1.11 \text{ m}$$

Calcul de la précontrainte effective en service :

$$P_4 = 0.98 \cdot 2.4 - 1.20 \cdot 0.27 \cdot 2.4 = 1.57 \text{ MN}$$

Moment de précontrainte :

$$M_{pr} = -1.57 \cdot [3(1.11 - 0.19) + (1.11 - 0.35)] = -5.46 \text{ MN m}$$

Moment dû aux charges (G + E360) :

$$M_{G+E} = 9.96 \text{ MN m}$$

Contraintes en fibre supérieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{sup} &= \frac{4 \cdot 1.57}{0.84} + \frac{-5.46 \cdot 0.64}{1.11} + \frac{9.96 \cdot 0.64}{1.11} = 10.11 \text{ MPa} \\ &\Rightarrow -4.5 < \boxed{10.11} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

Contraintes en fibre inférieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{inf} &= \frac{4 \cdot 1.57}{0.84} + \frac{5.46 \cdot 1.11}{1.11} - \frac{9.96 \cdot 1.11}{1.11} = 3.00 \text{ MPa} \\ &\Rightarrow -4.5 < \boxed{3.00} < 24 \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

Les résultats des vérifications des contraintes normales à l'ELS pour les différentes phases de la construction sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU 11.2 – Vérification des contraintes normales aux différentes phases à l'ELS

Phase	σ_{bt} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
1 – après 7 jours	-3.3	7.30	9.27	16	$-3,3 < \sigma < 16$: OK
2 – après 28 jours	-4.5	11.80	21.00	24	$-4,5 < \sigma < 24$: OK
3 – après collage dalle	-4.5	12.45	6.60	24	$-4,5 < \sigma < 24$: OK
4 – en service	-4.5	10.11	3.00	24	$-4,5 < \sigma < 24$: OK

11.2 Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS

Les deux inégalités à vérifier sont [1] :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq \overline{\tau_1^2} = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) \\ \tau^2 \leq \overline{\tau_2^2} = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) \end{cases}$$

Formules utilisées

$$b_n = b - n\phi = 0.55 - 3 \times 0.08 = 0.31 \text{ m} \quad \tau = \frac{V_{red}}{0.8 b_n h} \quad \sigma_x = \frac{P_j \sum \cos(\alpha_i)}{S_n}$$

Avec : $\sum \cos(\alpha_i) \approx 3.9477$; $\sum \sin(\alpha_i) \approx 0.6252$

Résumé par phase

Phase 1 après 7j :

$$P_1 = 1.128 \text{ MN}, \quad S_n = 0.54 \text{ m}^2, \quad h = 1.5 \text{ m} \quad \sigma_x = \frac{1.128 \times 3.9477}{0.54} \approx 8.247 \text{ MPa} \quad V_{red} = 0.2 - (1.128 \times 0.6252)$$

Phase 2 après 28j :

$$\begin{aligned} P_2 &= 2.256 \text{ MN}, \quad f_{cj} = 40, \quad f_{tj} = 3 \\ \sigma_x &\approx 16.495, \quad V_{red} \approx -1.211 \text{ MN}, \quad \tau \approx -3.254 \\ \tau^2 &\approx 10.588, \quad \overline{\tau_1^2} \approx 16.796, \quad \overline{\tau_2^2} \approx 15.758 \\ \tau^2 &= 10.588 < \overline{\tau_1^2} = 16.796 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \tau^2 &= 10.588 < \overline{\tau_2^2} = 15.758 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{aligned}$$

Phase 3 – Collage dalle :

$$\begin{aligned}
 P_3 &= 2.16 \text{ MN}, \quad S_n = 0.84 \text{ m}^2, \quad h = 1.75 \text{ m} \\
 V_{\text{ser}} &= 1.5 \text{ MN}, \quad V_{\text{red}} \approx 0.150 \text{ MN} \\
 \sigma_x &\approx 10.158, \quad \tau \approx 0.345, \quad \tau^2 \approx 0.119 \\
 \overline{\tau_1^2} &\approx 11.726, \quad \overline{\tau_2^2} \approx 20.301 \\
 \tau^2 &= 0.119 < \overline{\tau_1^2} = 11.726 \Rightarrow \textbf{vérifiée} \\
 \tau^2 &= 0.119 < \overline{\tau_2^2} = 20.301 \Rightarrow \textbf{vérifiée}
 \end{aligned}$$

Phase 4 – En service :

$$\begin{aligned}
 P_4 &= 1.57 \text{ MN}, \quad V_{\text{ser}} = 1.51 \text{ MN}, \quad V_{\text{red}} \approx 0.528 \text{ MN} \\
 \sigma_x &\approx 7.382, \quad \tau \approx 1.217, \quad \tau^2 \approx 1.481 \\
 \overline{\tau_1^2} &\approx 9.505, \quad \overline{\tau_2^2} \approx 19.741 \\
 \tau^2 &= 1.481 < \overline{\tau_1^2} = 9.505 \Rightarrow \textbf{vérifiée} \\
 \tau^2 &= 1.481 < \overline{\tau_2^2} = 19.741 \Rightarrow \textbf{vérifiée}
 \end{aligned}$$

Les résultats des vérifications des contraintes tangentielles aux différentes phases sont synthétisés dans le tableau suivant :

TABLEAU 11.3 – Résumé de la vérification des contraintes tangentielles à l'ELS

Phase	P_j (MN)	σ_x (MPa)	V_{red} (MN)	τ (MPa)	τ^2	$\overline{\tau_1^2}$	$\overline{\tau_2^2}$
1 (7j)	1.128	8.25	-0.505	-1.36	1.84	6.77	9.86
2 (28j)	2.256	16.50	-1.211	-3.25	10.59	16.80	15.76
3 (Collage)	2.160	10.16	0.150	0.35	0.12	11.73	20.30
4 (Service)	1.570	7.38	0.528	1.22	1.48	9.51	19.74

11.3 Ferrailage de la poutre

Dans cette section, nous dimensionnons les armatures passives de la poutre, en complément de la précontrainte, afin d'assurer la sécurité structurale, maîtriser la fissuration et satisfaire les exigences aux états limites.

11.3.1 Armatures longitudinales de peau

Les armatures de peau sont disposées dans les parements afin de limiter les fissures qui peuvent apparaître avant l'application de la précontrainte. La section minimale à mettre en œuvre est définie par :

$$A_{\min} \geq \max(3r, 0.1\% \cdot A_n)$$

avec :

- $r = 5,641 \text{ m}$: périmètre de la section à mi-travée, hors hourdis.
- $A_n = 0,54 \text{ m}^2 = 5400 \text{ cm}^2$: surface nette de la section.

Calcul :

$$3r = 3 \cdot 5,641 = 16,92 \text{ cm}^2, \quad 0,1\% \cdot A_n = 5,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 16,92 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 16 barres HA12, soit une section d'acier fournie de $A_s = 18,08 \text{ cm}^2$, conforme aux exigences.

11.3.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues

Aucune traction significative n'apparaît à l'état limite de service. Un ferrailage longitudinal minimal est néanmoins introduit :

$$\text{Adopté : } 4\varphi 14 \Rightarrow A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

11.3.3 Armatures transversales de peau

Pour garantir le maintien des armatures longitudinales, des cadres de peau sont placés sur les faces latérales, avec un minimum de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$:

$$\text{Choix : HA12 tous les } 20 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} > 3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{vérifié})$$

11.3.4 Armatures passives transversales

Les armatures passives transversales sont destinées à reprendre l'effort tranchant et à prévenir la rupture fragile de la poutre. Elles sont constituées de cadres fermés en HA12, dimensionnés selon les vérifications aux états limites ultimes.

Choix des cadres

Nous adoptons :

$$5 \text{ barres HA12} \Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2 = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Espacement maximal autorisé

La condition minimale imposée par les normes est :

$$\frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

avec :

- $b_n = 0,31 \text{ m}$: largeur utile de l'âme ;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,15$;
- $A_t = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$S_t \leq \frac{A_t}{0,6 \cdot \gamma_s \cdot b_n / f_e} = \frac{5,65 \cdot 10^{-4}}{5,34 \cdot 10^{-4}} = 1,058 \text{ m}$$

Vérification des espacements réglementaires :

$$S_t \leq \min(0,8h; 3b_{\text{âme}}; 1) = \min(1,2; 0,6; 1) = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \textbf{Choix final : } S_t = 0,4 \text{ m}$$

11.3.5 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Effort tranchant réduit :

$$\Delta V = 0,73 \times 1,57 \times (\sin(6^\circ) + \sin(8^\circ) + \sin(10^\circ) + \sin(12^\circ)) = 0,73 \times 1,57 \times 0,5554 = 0,637 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red},u} = 2,04 - 0,637 = 1,403 \text{ MN}$$

Contrainte tangentielle réduite :

$$\tau_{\text{red},u} = \frac{V_{\text{red},u}}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{1,403 \times 10^6}{0,8 \cdot 1,75 \cdot 0,31} = 3,24 \text{ MPa}$$

Effort normal longitudinal :

$$\sum \cos(\alpha_i) = \cos(6^\circ) + \cos(8^\circ) + \cos(10^\circ) + \cos(12^\circ) = 3,9395$$

$$\sigma_x = \frac{1,57 \cdot 3,9395}{0,84} = 7,36 \text{ MPa}$$

Inclinaison de la bielle béton :

$$\tan(2\beta) = \frac{2 \cdot \tau_{\text{red},u}}{\sigma_x} = \frac{2 \cdot 3,24}{7,36} = 0,88 \Rightarrow \beta \approx 17^\circ \quad (\text{on prend } \beta = 30^\circ)$$

Contrainte admissible :

$$\begin{aligned}\tau_{\text{adm}} &= \frac{f_{tj}}{3} + \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\tan(\beta)} \\ &= 1 + \frac{5,65 \cdot 10^{-4}}{0,31 \cdot 0,4} \cdot \frac{400}{1,15} \cdot \frac{1}{\tan(30^\circ)} \approx 3,75 \text{ MPa} \\ \tau_{\text{red},u} &= 3,24 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}\end{aligned}$$

Vérification de la bielle béton :

$$\tau_{\text{red},u} \leq \frac{f_{c28}}{4 \cdot \gamma_b} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{ MPa} \Rightarrow 3,24 \leq 6,66 \quad \text{vérifié}$$

Ci-dessous, une figure qui illustre le ferrailage de la poutre, mettant en évidence la disposition des armatures longitudinales et transversales conformément aux exigences de résistance et de service.

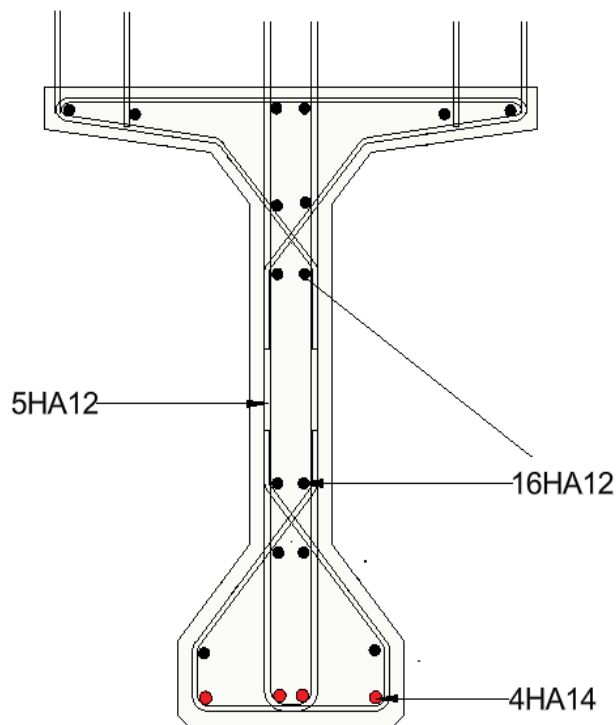


FIGURE 11.1 – Ferrailage de la poutre

Chapitre 12

ÉTUDE DU HOURDIS ET DE L'ENTRETOISE



12.1 Calcul du hourdis

Le hourdis est une dalle en béton armé située au-dessus des poutres, destinée à reprendre les charges verticales et à les transmettre aux éléments porteurs. Il contribue également à la stabilité de l'ouvrage et assure la répartition des efforts transversaux.

Il est dimensionné pour deux flexions :

- La flexion longitudinale
- La flexion transversale

Les valeurs des moments utilisées pour le dimensionnement du ferrailage longitudinal sont fournies par le logiciel sous forme de plusieurs diagrammes, comme illustré sur la figure ci-dessous.

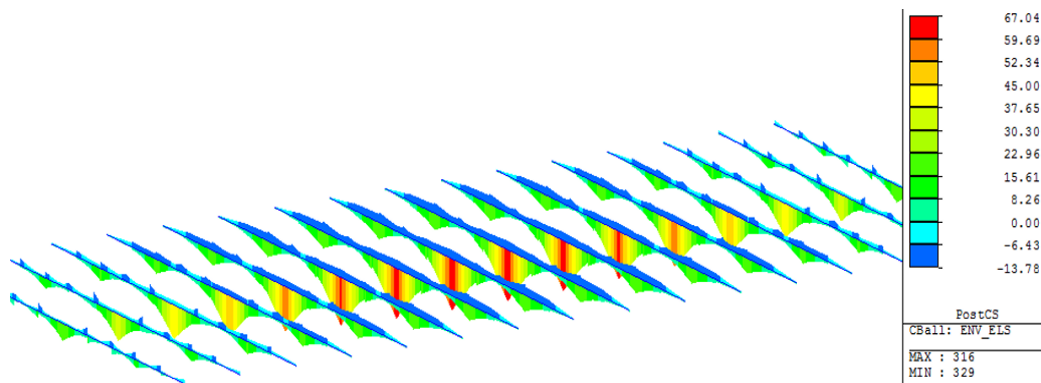


FIGURE 12.1 – Diagramme des moments de la dalle à l'ELS pour la combinaison G+E360

12.1.1 Étude de la flexion longitudinale

Les moments fléchissants considérés dans le sens longitudinal sont :

- **À mi-travée :**
 - $M_{ELU} = 90,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELS} = 67,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELU}^{min} = -18,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELS}^{min} = -13,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- **Sur appui :**
 - $M_{ELU} = 90,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELS} = 67,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELU}^{min} = -8,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{ELS}^{min} = -6,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Le béton utilisé est de classe **C30/37** ($f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$), et l'acier est de type **FeE 400**.

Le ferrailage obtenu par le logiciel Robot Expert 2010 est :

- Armature inférieure : $A_s = 15,9 \text{ cm}^2$
- Armature supérieure : $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Un ferrailage de 8HA16 est adopté pour l'armature inférieure $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Et pour des raisons constructives un ferrailage de 8HA14 est adopté pour l'armature supérieure.

Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 0,22 \cdot \frac{2,4}{400} = 3,04 \text{ cm}^2$$

La section fournie étant supérieure, la condition est respectée.

12.1.2 Étude de la flexion transversale

La dalle repose sur un ensemble de 11 poutres principales, de 1,20 m de largeur chacune, ce qui représente une largeur de répartition de 13,20 m sur une dalle de 13,88 m de largeur. Cette configuration limite considérablement les portées libres dans le sens transversal.

En conséquence, la flexion transversale de la dalle est très faible, voire négligeable.

Un ferrailage transversal minimal constructif, est donc adopté conformément aux exigences normatives pour garantir la continuité et la prévention de la fissuration.

- Armature transversale mise en place : HA12 tous les 15 cm

Schema du ferrailage

Un schéma récapitulatif du ferrailage du hourdis est représenté sur la figure ci-dessous :

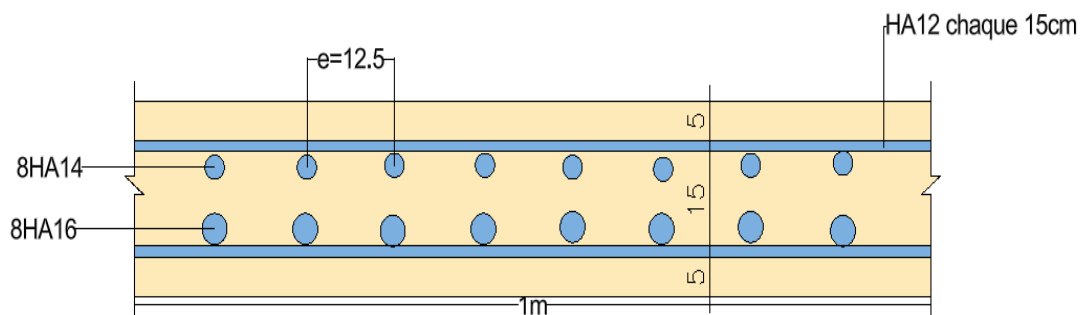


FIGURE 12.2 – Ferrailage du hourdis

12.2 Calcul de l'entretoise

L'entretoise relie les poutres principales et limite leur torsion, surtout près des appuis. Elle renforce la rigidité transversale du tablier et joue un rôle important lors du vérinage ou du remplacement des appareils d'appui.

Ci-dessous un schéma représentatif des composants du tablier et parmi eux l'entretoise :

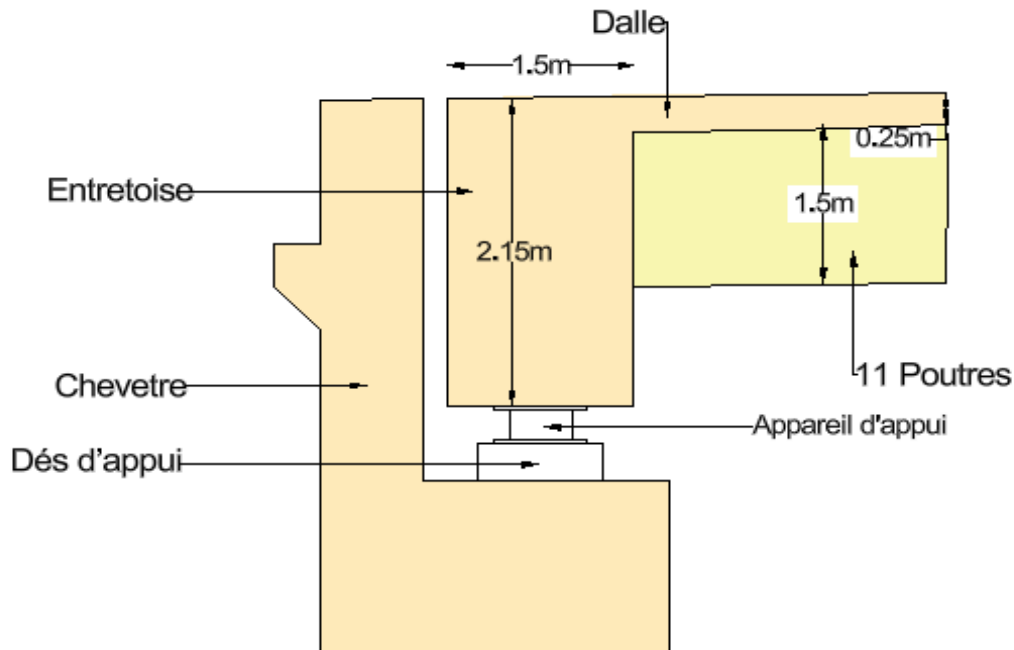


FIGURE 12.3 – L'entretoise

L'entretoise est considérée comme une poutre hyperstatique à quatre appuis, correspondant aux nombre d'appareils d'appui. Les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant obtenues sont les suivantes (Fig 12.4)(Fig 12.5) :

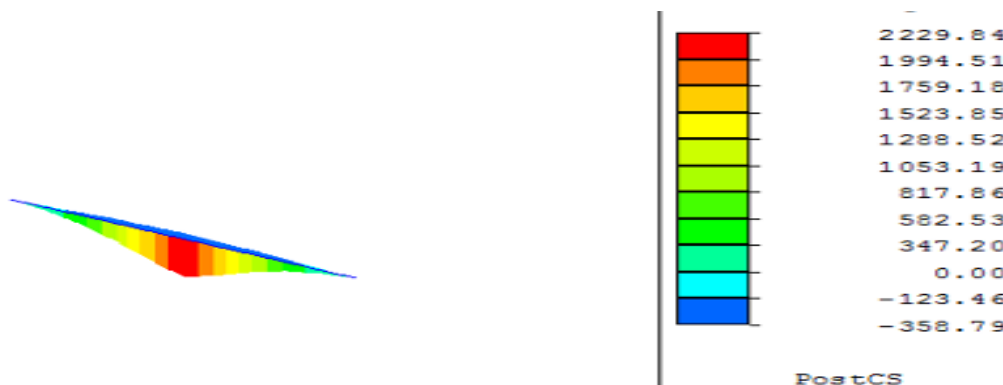


FIGURE 12.4 – Diagramme des moments de l'entretoise à l'ELU pour la combinaison 1.35G+1.35E360

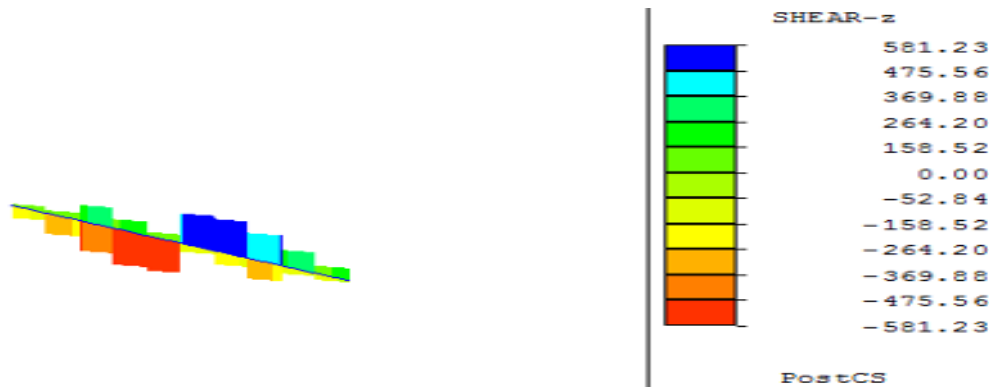


FIGURE 12.5 – Diagramme des efforts tranchants de l'entretoise à l'ELU pour la combinaison 1.35G+1.35E360

- À l'ELU :

- Moment fléchissant maximal : $M_{\max} = 2229 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Moment fléchissant minimal : $M_{\min} = -358,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Effort tranchant maximal : $T_{\max} = 581,23 \text{ kN}$

- À l'ELS :

- Moment fléchissant maximal : $M_{\max} = 1666 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Moment fléchissant minimal : $M_{\min} = -273,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Le béton utilisé est de classe **C30/37** ($f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$), et l'acier est de type **FeE 400**.

Le ferrailage obtenu par le logiciel Robot Expert 2010 est :

- Armature inférieure : $A_s = 46,3 \text{ cm}^2$
- Armature supérieure : $A_s = 46,3 \text{ cm}^2$
- Armatures de peau : $A_s = 15,43 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales : $S_t = 15,1 \text{ cm}$ pour des barres HA12.

On adopte un ferrailage de 15HA20 pour les armatures supérieure et inférieure, ça nous donne un ferrailage de $A_s = 47,1 \text{ cm}^2$

Un ferrailage de 8HA16 pour les armatures de peau, ça nous donne un ferrailage de $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Schéma du ferrailage

Un schéma récapitulatif du ferrailage de l'entretoise est représenté sur la figure 12.6 :

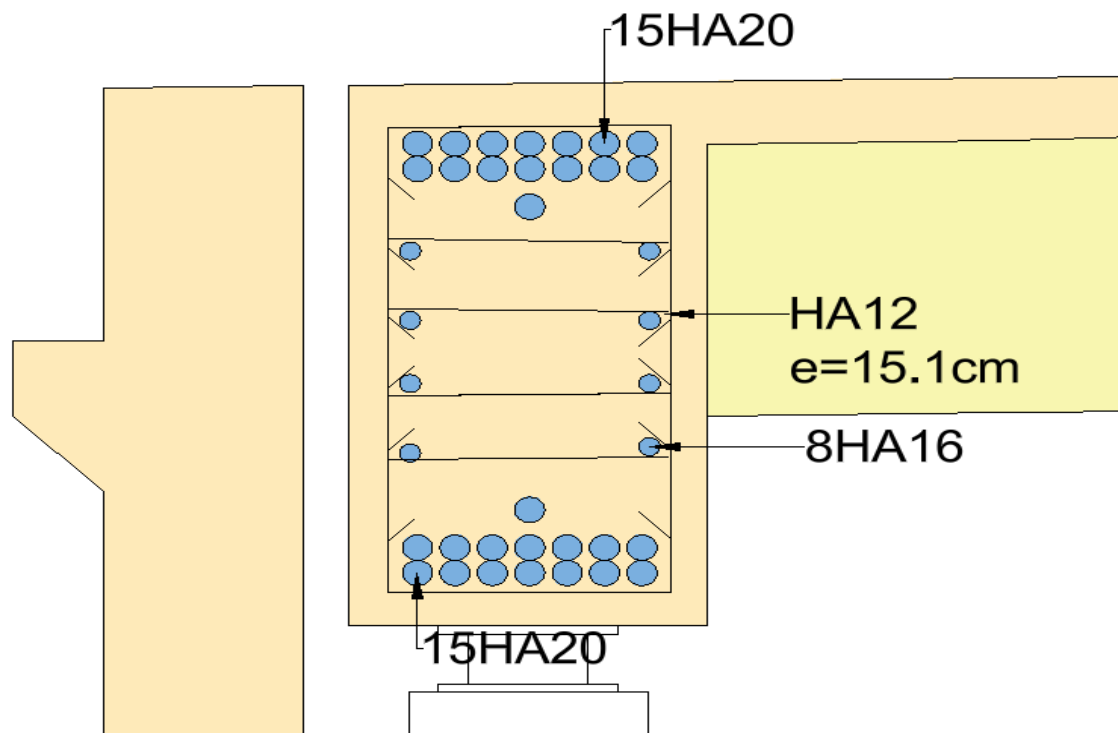


FIGURE 12.6 – Ferrailage de l'entretoise

Chapitre 13

ÉQUIPEMENTS DU TABLIER



13.1 Introduction

Les équipements du tablier sont indispensables pour assurer le bon fonctionnement d'un pont. Ils permettent de relier les différentes parties de l'ouvrage, d'absorber les mouvements et de garantir la sécurité des usagers.

Dans ce chapitre, deux éléments essentiels sont étudiés : les appareils d'appui et les dés d'appui.

Étant donné que notre pont comporte deux parties distinctes, il est préférable d'utiliser des équipements différents pour chacune afin d'optimiser les coûts tout en répondant aux exigences fonctionnelles et structurelles.

13.2 Partie en encorbellements Successifs

13.2.1 Appareils d'Appui

Les appareils d'appui assurent la liaison entre le tablier du pont et ses appuis. Ils ont pour rôle de :

- transmettre les charges verticales du tablier aux appuis,
- permettre les déplacements horizontaux dus aux variations de température ou aux effets différés,
- absorber les rotations dans le plan vertical.

Dans notre projet, nous utilisons des appareils en élastomère fretté, largement répandus pour les ouvrages en béton. Ces appareils présentent les avantages suivants :

- simplicité de pose,
- absence d'entretien,
- bonne adaptation aux efforts,
- capacité à supporter des déformations importantes.

13.2.1.1 Dimensionnement de l'Appareil d'Appui

Les principaux paramètres géométriques des appareils d'appui sont (Fig 13.1) :

- a, b, a', b' : dimensions en plan pour les formes rectangulaires,
- D, D' : diamètres pour les formes circulaires,
- a, a' : désignent toujours la plus petite dimension dans le cas rectangulaire,
- T : épaisseur totale de l'élastomère,
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère,
- t_i : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère, telle que $t_i \geq 4$ mm.
- t_s : épaisseur d'une frette,
- e : enrobage.

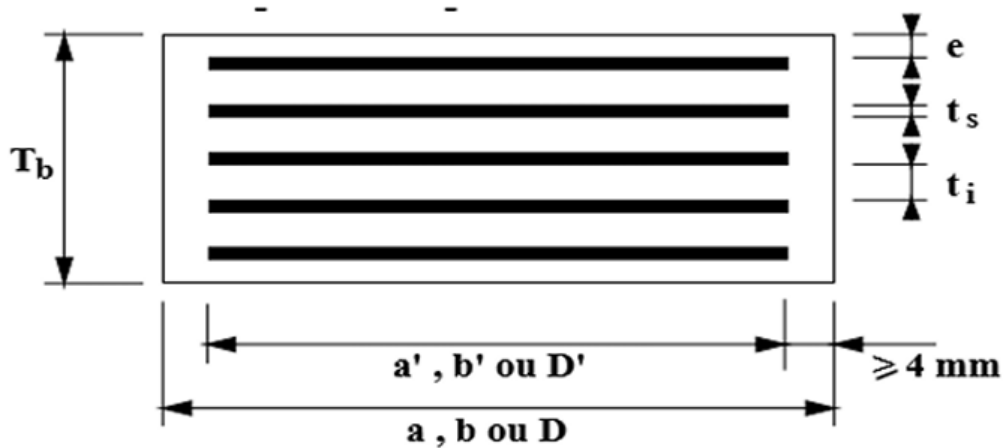


FIGURE 13.1 – Détails géométriques d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la contrainte normale maximale sous la réaction la plus défavorable à l'ELU :

$$\frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

où :

- $N_{\max}$: effort normal maximal sur l'appareil d'appui,
- σ_m : contrainte limite de compression admissible dans le caoutchouc = 20 MPa.

Détermination de $N_{\max}$: La réaction maximale à l'ELU est obtenue à l'aide du logiciel *Midas*(Fig 13.2) :

$$R_{\max} = 21\,427 \text{ kN}$$

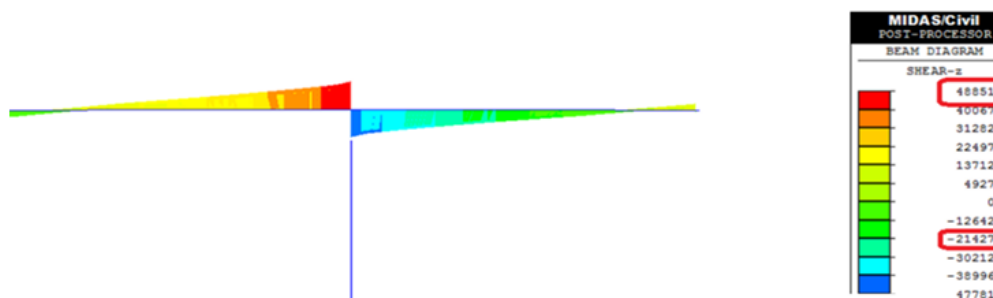


FIGURE 13.2 – Effort tranchant maximal de la partie en encorbellement successif

En supposant 4 appareils d'appui par culée ou pile intermédiaire :

$$N_{\max} = \frac{R_{\max}}{4} = \frac{21\,427}{4} = 5\,356.625 \text{ kN}$$

Vérification de la condition de compression :

$$\frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 20 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{5.356}{a \cdot b} \leq 20 \Rightarrow a \cdot b \geq \frac{5.356}{20} = 0.268 \text{ m}^2$$

On adopte $a = b = 0.9$ m, soit :

$$a \cdot b = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81 \text{ m}^2 \geq 0.268 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée.

13.2.1.2 Hauteur nette de l'élastomère fretté (Fig 13.3) :

La condition à vérifier, selon la SETRA 2003[8], est la suivante :

$$T \geq \frac{u_1}{0.5}$$

avec :

- u_1 : déplacement différé dû au retrait, fluage et variation de température,
- $u_1 = L \cdot \lambda \cdot \Delta T$,
- $\Delta T = 25^\circ\text{C}$,
- $\lambda = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (coefficient de dilatation),
- $L = 150$ m (longueur totale du tablier).

$$u_1 = 150 \cdot 10^{-5} \cdot 25 = 0.0375 \text{ m} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow T \geq \frac{3.75}{0.5} = 7.5 \text{ cm}$$

Nous adoptons $T = 360$ mm, composé de :

- 11 couches d'élastomère de $t_i = 20$ mm,
- 12 frettes métalliques de $t_s = 5$ mm,
- 2 frettes externes de 20 mm,
- 2 enrobages externes de 20 mm.

Le module de cisaillement de l'élastomère est $G = 0.90$ MPa.

13.2.1.3 Vérifications de dimensionnement

Résistance à la compression :

$$\frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{5.35}{0.9 \cdot 0.9} = 6.6 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Sécurité vis-à-vis du flambement :

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

avec :

- $\gamma_s = 3$ (coefficient de sécurité),
- $P_u = 5.35$ MN (charge verticale maximale),
- $d = t_i + t_s = 0.02 + 0.005 = 0.025$ m,
- $h = 0.36$ m (hauteur totale),
- $S = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{0.9 \cdot 0.9}{2 \cdot 0.02(0.9+0.9)} = 11.25$,
- $B = a \cdot b = 0.81 \text{ m}^2$.

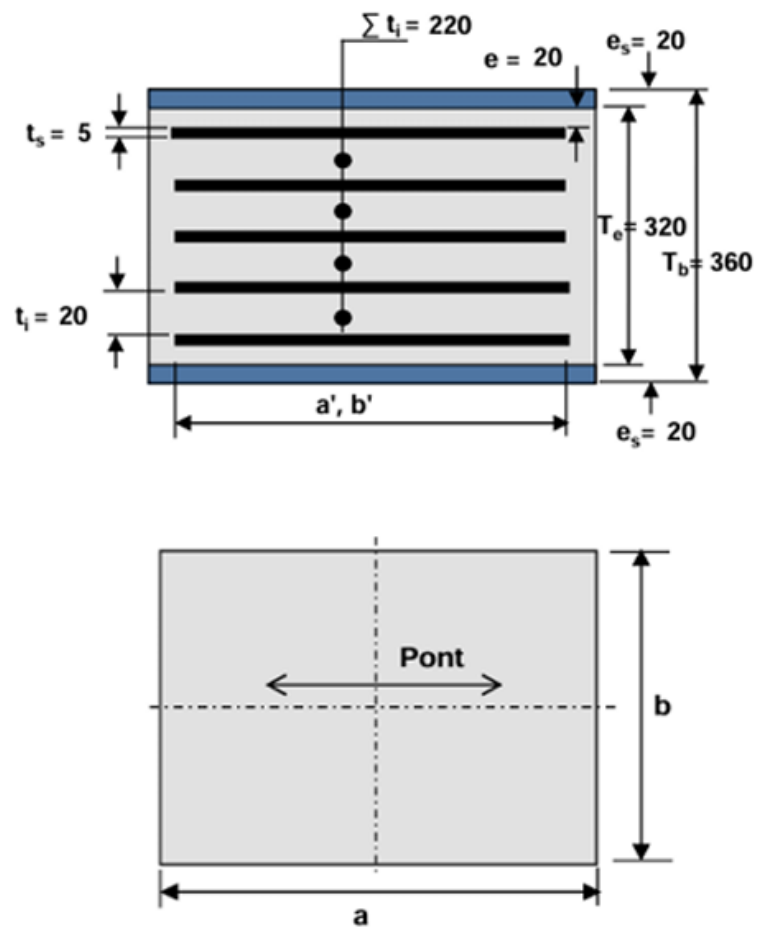


FIGURE 13.3 – Dimensions de l'appareil d'appui utilisé

$$P_c = \frac{4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d}{h} = \frac{4 \cdot 0.9 \cdot 0.81 \cdot (11.25)^2 \cdot 0.025}{0.36} = 25.62 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \cdot 5.35 = 16.05 \text{ MN} \leq 25.62 \text{ MN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Condition de non soulèvement :

$$\alpha_T \leq \frac{3T^2 \sigma_m}{S a^2 G}$$

avec :

- $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 0.02 + 0.003 = 0.023 \text{ rad}$,
- $\sigma_m = 20 \text{ MPa}$, $a = 0.9 \text{ m}$, $G = 0.9 \text{ MPa}$.

$$\alpha_T = 0.023 \text{ rad} \leq \frac{3 \cdot 0.36^2 \cdot 20}{11.25 \cdot 0.9^2 \cdot 0.9} = 0.94 \text{ rad} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

13.2.2 Dés d'Appuis

Les dés d'appuis servent à :

- diffuser les charges des appareils d'appui vers le massif,
- localiser les zones concentrées de contrainte,
- anticiper et maîtriser la fissuration éventuelle.

Dimensions du Dé d'Appui :

$$A = a + 0.2 = 0.9 + 0.2 = 1.1 \text{ m}, \quad B = b + 0.2 = 0.9 + 0.2 = 1.1 \text{ m}$$

$$B_0 = A \cdot B = 1.1^2 = 1.21 \text{ m}^2, \quad P_0 = 2(A + B) = 2 \cdot 2.2 = 4.4 \text{ m}$$

$$h = \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \cdot 1.21}{4.4} = 0.55 \text{ m}$$

Ferraillage des Dés d'Appui : Le tableau suivant résume les armatures proposées pour le ferraillage des dés d'appuis[1].

TABLEAU 13.1 – Résumé du ferraillage des dés d'appuis

Élément	Formule utilisée	A req. (cm ²)	Armatures pro- posées	A réelle (cm ²)
Chainage	$A_{sc} = \frac{0.25 \cdot N_{\max}}{\sigma_s}$	38.4	8 HA25	39.28
Horizontales	$A_c = \frac{0.04 \cdot N_{\max}}{\sigma_s}$	6.14	4 HA14	6.16
Frette sup.	$A_{sp} = \frac{0.125 \cdot N_{\max}}{\sigma_s}$	19.2	4 HA25	19.64
Frette inf.	$A_c = \frac{0.10 \cdot N_{\max}}{\sigma_s}$	15.3	10 HA14	15.4

Schéma du ferrailage des dés d'appuis :

Ci-dessous un schéma du ferrailage :

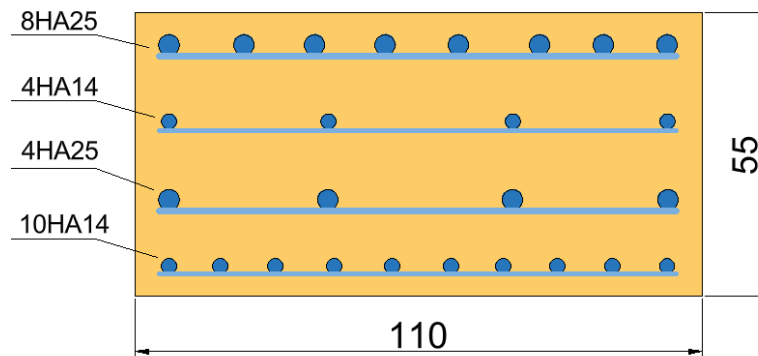


FIGURE 13.4 – Schéma du ferrailage du dé d'appui de la partie en encorbellement successif

13.3 Partie en Poutres Préfabriquées

De même que la première partie, on choisit un appareil d'appui en élastomère fretté avec les mêmes dimensions.

L'effort tranchant maximal sur toute la section du tablier est donné par le logiciel CSIBridge en utilisant la combinaison la plus défavorable à l'ELU qui est $1.35G + 1.35 * E360$. La figure (Fig 13.5) représente le graphe de l'effort tranchant et sa valeur maximale qui est de 19.37 MN.

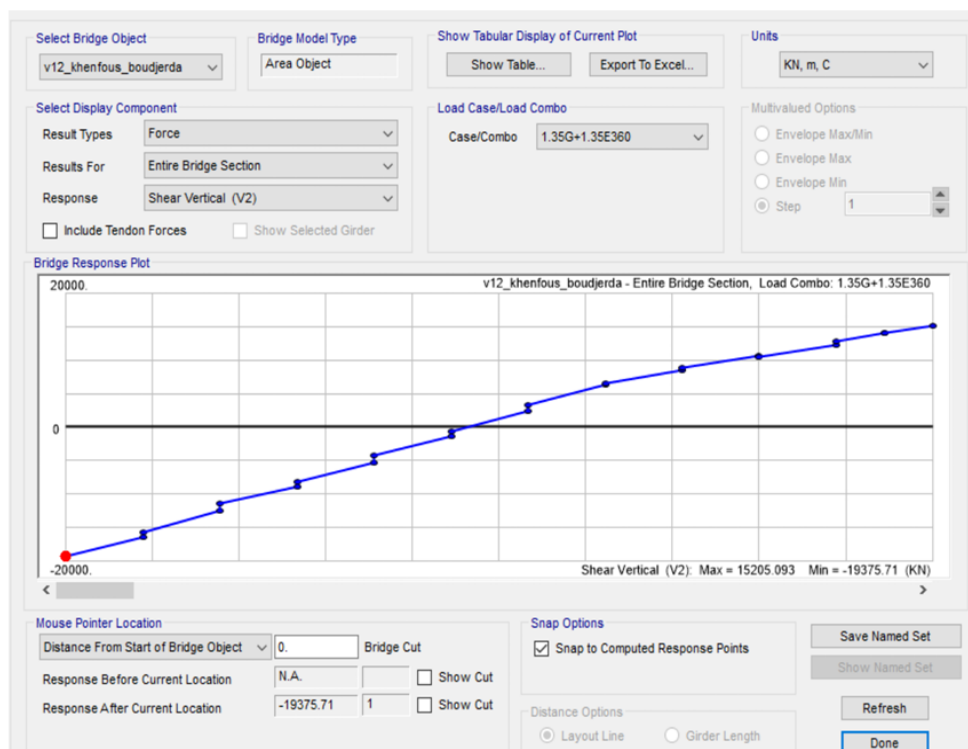


FIGURE 13.5 – Graphe de l'effort tranchant de la combinaison $1.35G+1.35E360$ appliqué sur le tablier

Sur la culée, on suppose qu'on a 4 appareils d'appuis et de même pour la pile P1 :

$$N_{\max} = \frac{T_{\max}}{4} = \frac{19.37}{4} = 4.84 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{4.84}{a \cdot b} \leq 20 \Rightarrow a \cdot b \geq \frac{4.84}{20} = 0.24 \text{ m}^2$$

On pose $a = b = 0.9 \text{ m}$, ce qui nous donne $a \cdot b = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81 \text{ m}^2 \geq 0.24 \text{ m}^2$. **Condition vérifiée.**

13.3.1 Appareils d'Appui

Même dimensionnement que celui de la partie en encorbellement successif.

13.3.1.1 Vérifications du dimensionnement

Résistance à la compression :

$$\frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{4.84}{0.9 \cdot 0.9} = 5.97 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} = \sigma_m \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Sécurité vis-à-vis du flambement :

$$S = \frac{0.9 \cdot 0.9}{2 \cdot 0.02 \cdot (0.9 + 0.9)} = 11.25$$

$$P_c = \frac{4 \cdot 0.9 \cdot 0.81 \cdot (11.25)^2 \cdot 0.025}{0.36} = 25.62 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \cdot 4.84 = 14.52 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 14.52 \text{ MN} \leq P_c = 25.62 \text{ MN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Condition de non soulèvement :

$$\alpha_T = 0.023 \text{ rad} \leq \frac{3 \cdot (0.36)^2 \cdot 20}{11.25 \cdot (0.9)^2 \cdot 0.9} = 0.94 \text{ rad} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

13.3.2 Dés d'Appuis

Même dimensionnement que celui de la partie en encorbellement successif.

Ferrailage des Dés d'Appuis :

Armatures de chaînage : Elles reprennent 25% de la charge localisée.

$$A_{sc} = \frac{0.25 \cdot N_{\max}}{\sigma_{sc}} = \frac{0.25 \cdot 4.84}{348} = 3.47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 34.7 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales :

$$A_c = \frac{0.04 \cdot N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \cdot 4.84}{348} = 5.56 \text{ cm}^2$$

Frette supérieure :

$$A_{sp} = \frac{0.125 \cdot N_{\max}}{\sigma_{sc}} = \frac{0.125 \cdot 4.84}{348} = 17.38 \text{ cm}^2$$

Frette inférieure :

$$A_c = \frac{0.1 \cdot N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \cdot 4.84}{348} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Voici un tableau qui montre le ferrailage choisi :

TABLEAU 13.2 – Ferrailage choisi pour les dés d'appuis

Élément	Formule	A req. (cm ²)	Diamètre	Nb barres	A réelle (cm ²)
Chaînage	$A = 0.25 N_{\max} / \sigma_{sc}$	34.7	Ø16 mm	18	36.18
Horizontales	$A = 0.04 N_{\max} / \sigma_s$	5.56	Ø10 mm	8	6.28
Frette supérieure	$A = 0.125 N_{\max} / \sigma_{sc}$	17.38	Ø12 mm	16	18.08
Frette inférieure	$A = 0.10 N_{\max} / \sigma_s$	5.14	Ø10 mm	7	5.50

Schéma du ferrailage des dés d'appuis :

Ci-dessous un schéma du ferrailage :

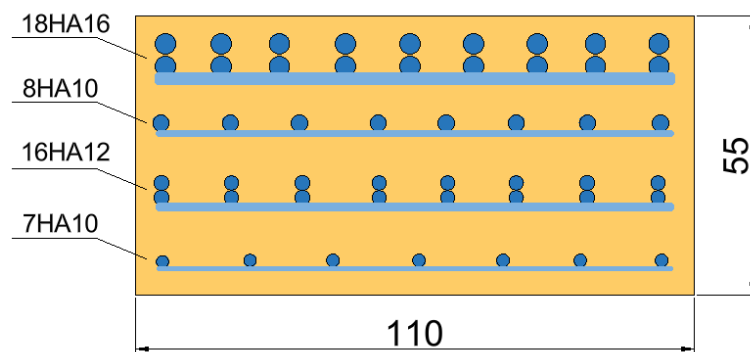


FIGURE 13.6 – Schéma du ferrailage du dé d'appui de la partie en poutres préfabriquées

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études, intitulé « *Conception et dimensionnement du tablier du viaduc V12 sur la pénétrante autoroutière Est-Ouest à Tizi Ouzou* », a marqué une étape décisive de notre parcours de formation. Ce fut une occasion privilégiée de nous confronter aux exigences techniques, méthodologiques et pratiques inhérentes à un projet d'ingénierie de grande envergure.

Notre objectif principal était de concevoir et de dimensionner le tablier d'un pont de 210,57 mètres de longueur. Nous avons opté pour une structure mixte, combinant l'efficacité de poutres préfabriquées et la flexibilité des sections réalisées par encorbellements successifs.

Après une étude comparative rigoureuse des différentes variantes structurelles, nous avons procédé au dimensionnement détaillé de l'ouvrage. Ce processus a inclus une analyse approfondie des charges et surcharges, suivie d'une modélisation numérique précise des deux sections du tablier, réalisée à l'aide des logiciels spécialisés *CSI Bridge* et *Midas Civil*.

Nous avons ensuite mené une analyse approfondie de la stabilité du fléau, étudié en détail la précontrainte post-tensionnée appliquée aux deux zones de l'ouvrage, et effectué les calculs justificatifs pour les poutres principales. L'étude a également englobé le dimensionnement du hourdis, des entretoises, ainsi que l'examen des équipements essentiels du pont, tels que les appareils d'appui et leurs dispositifs associés.

Cette approche nous a permis d'explorer en profondeur les aspects de conception et de dimensionnement du tablier du viaduc V12, en mettant l'accent sur la faisabilité constructive et l'optimisation économique du projet.

Ce travail a considérablement enrichi notre compréhension des ouvrages d'art. Il nous a également permis de maîtriser des outils professionnels essentiels comme *AutoCAD*, *Excel*, *Overleaf* et *Robot Structural Analysis*. Plus important encore, ce projet nous a sensibilisés aux exigences d'un dimensionnement rigoureux en génie civil, en nous offrant une précieuse expérience de terrain. Nous avons ainsi démontré notre capacité à développer une solution mixte complexe intégrant la précontrainte, le tout en conformité avec les normes en vigueur.

Bien que ce projet ait été extrêmement bénéfique et que nous ayons déployé nos meilleurs efforts pour en assurer la qualité, nous sommes pleinement conscients qu'il reste encore beaucoup à apprendre. La voie pour devenir des ingénieurs expérimentés exige une rigueur, un engagement et une capacité de remise en question constants.

Compte tenu de la richesse et de la complexité des aspects que nous avons approfondis — incluant l'étude comparative des quatre variantes, la solution mixte innovante avec précontrainte, et l'intégration des contraintes économiques et constructives —, nous avons délibérément restreint le champ de cette étude aux aspects de dimensionnement sous charges classiques et aux vérifications aux ELU/ELS du tablier. Cette focalisation a été essentielle pour garantir la qualité et la profondeur de ces parties fondamentales dans le cadre contraint d'un projet de fin d'études.

Toutefois, nous sommes parfaitement conscients de l'importance capitale de l'analyse sismique pour un ouvrage de cette nature, implanté dans une zone à forte sismicité. Une étude approfondie de cet aspect constituerait une suite logique à nos travaux et une application directe des principes des règlements en vigueur en Algérie. Nous sommes désormais prêts à aborder cette thématique complexe dans nos futures responsabilités d'ingénieurs.

Nous formulons le vœu que ce travail puisse être repris, enrichi et adapté, afin de servir de référence utile pour les promotions futures.

Bibliographie

- [1] – Ministère de l'Équipement (France), *Béton Armé aux États Limites – BAEL 91 modifié 99*, avec DTU associés, J.P. Mougin, Éditions Eyrolles, 2000. **[France]**
- [2] – Ministère de l'Équipement (France), *Béton Précontraint aux États Limites – BPEL 91*, Collectif Eyrolles, Éditions Eyrolles, 1993. **[France]**
- [3] – Bernard-Gely, A. et Calgaro, J.A., *Conception des ponts*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1994. **[France]**
- [4] – Calgaro, J.A., *Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 2000. **[France]**
- [5] – Calgaro, J.A. et Virlogeux, M., *Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1994. **[France]**
- [6] – Cherak, M., *Cours de béton armé et béton précontraint*, polycopié 4^e année Génie Civil, École Nationale Polytechnique (ENP), Alger, 2022. **[Algérie]**
- [7] – Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), *Guide technique : Appuis des tabliers – PP73*, 1984. **[France]**
- [8] – Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, 2003. **[France]**
- [9] – Mathivat, J., *Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint*, Éditions Seyrolles, Paris, 1979. **[France]**
- [10] – Ministère des Travaux Publics (Algérie), *Règlement de Conception et de Calcul des Ponts Routiers (RCPR)*, édition 2009. **[Algérie]**

Annexe

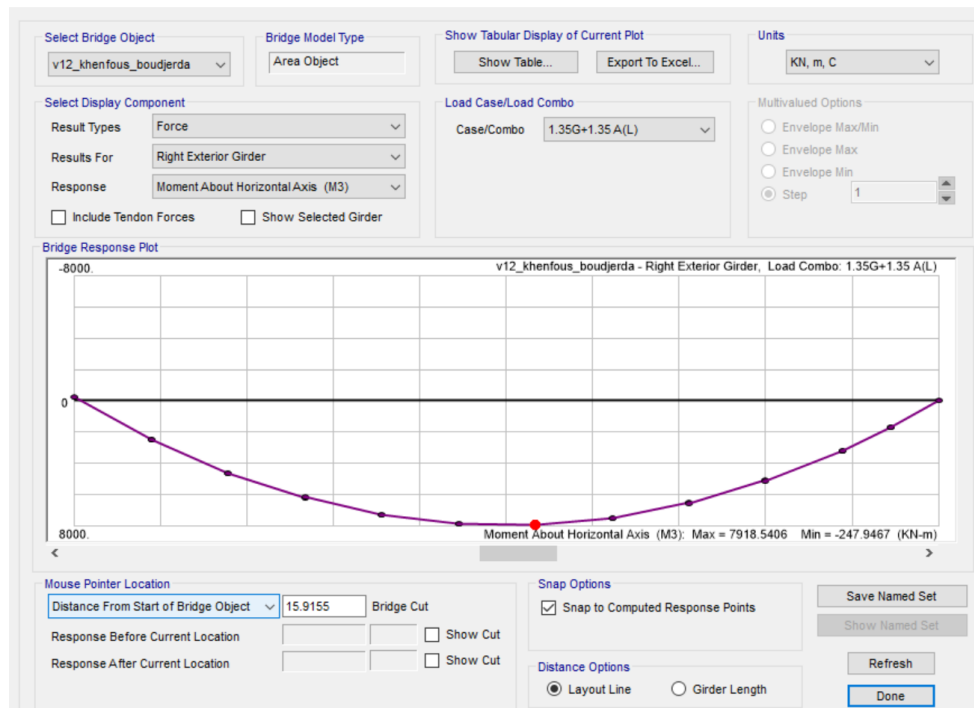


FIGURE 13.7 – Moment fléchissant maximal – $1,35G + 1,35 A(L)$

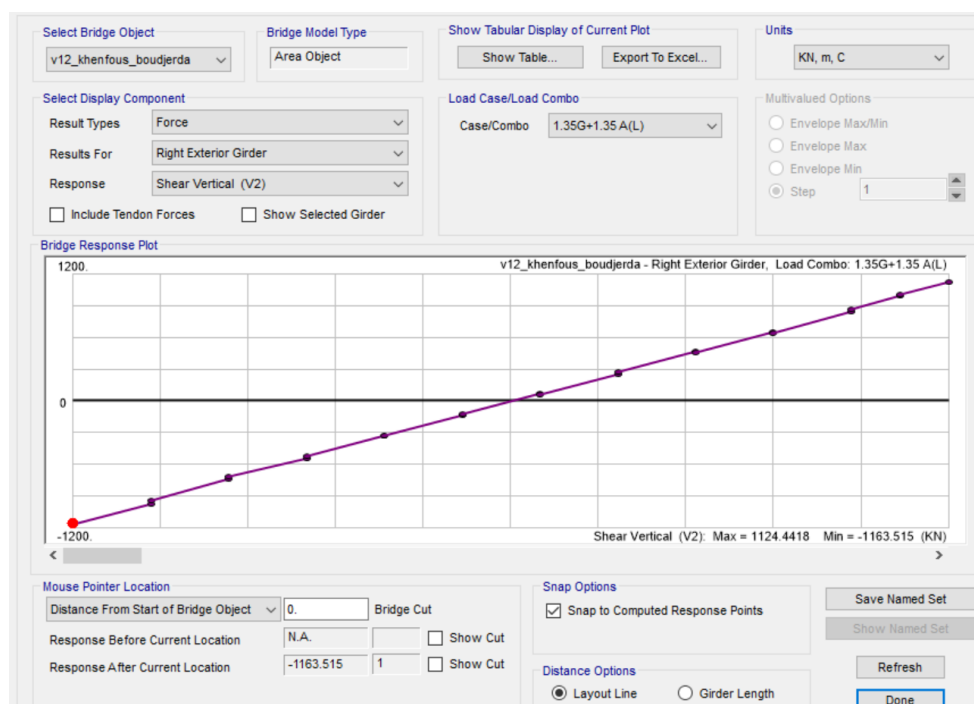


FIGURE 13.8 – Effort tranchant maximal – $1,35G + 1,35 A(L)$

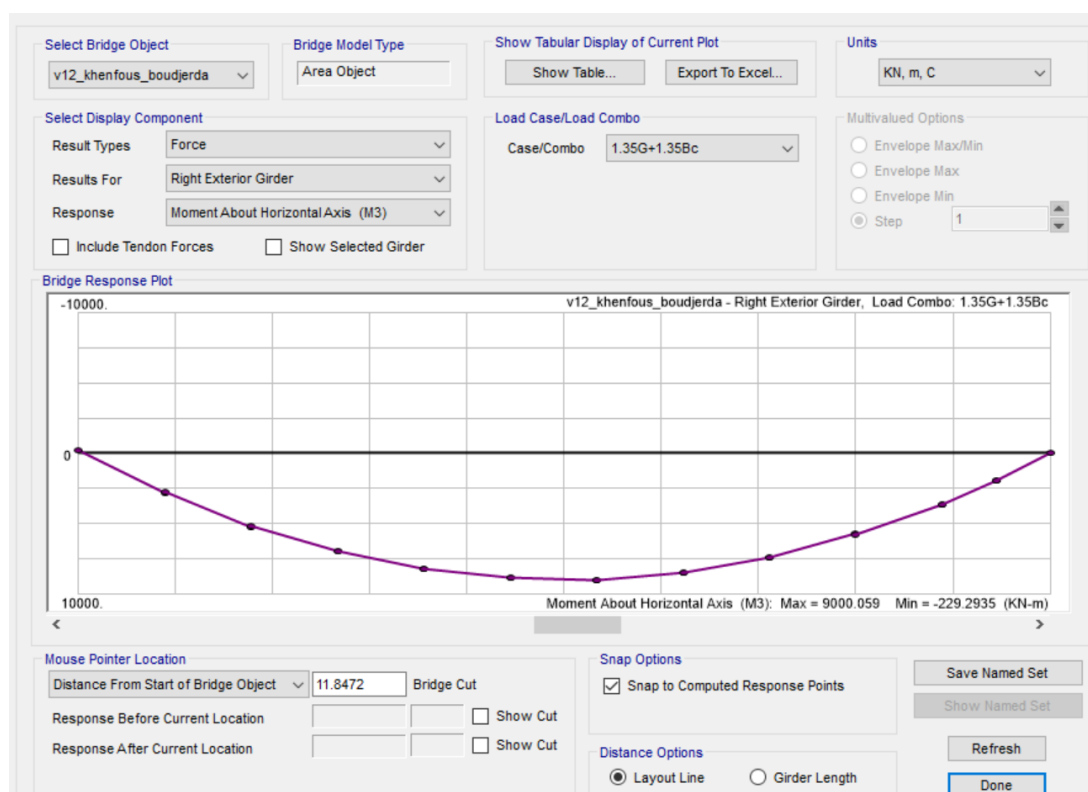


FIGURE 13.9 – Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 Bc

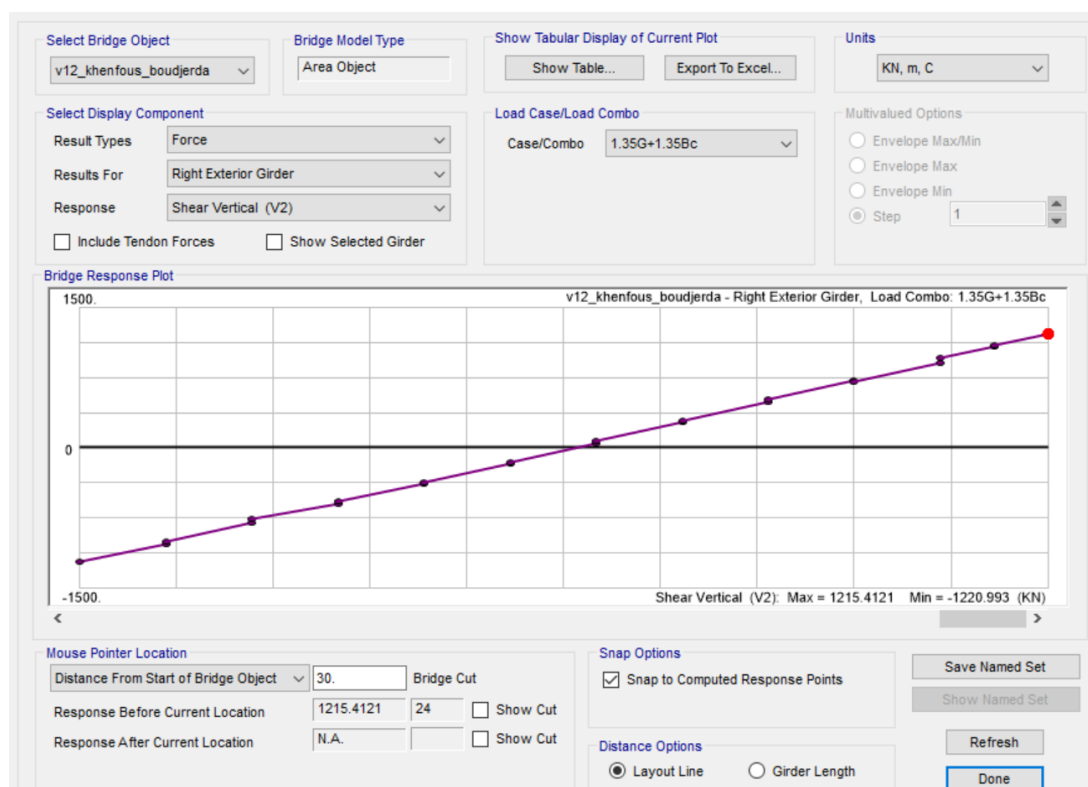
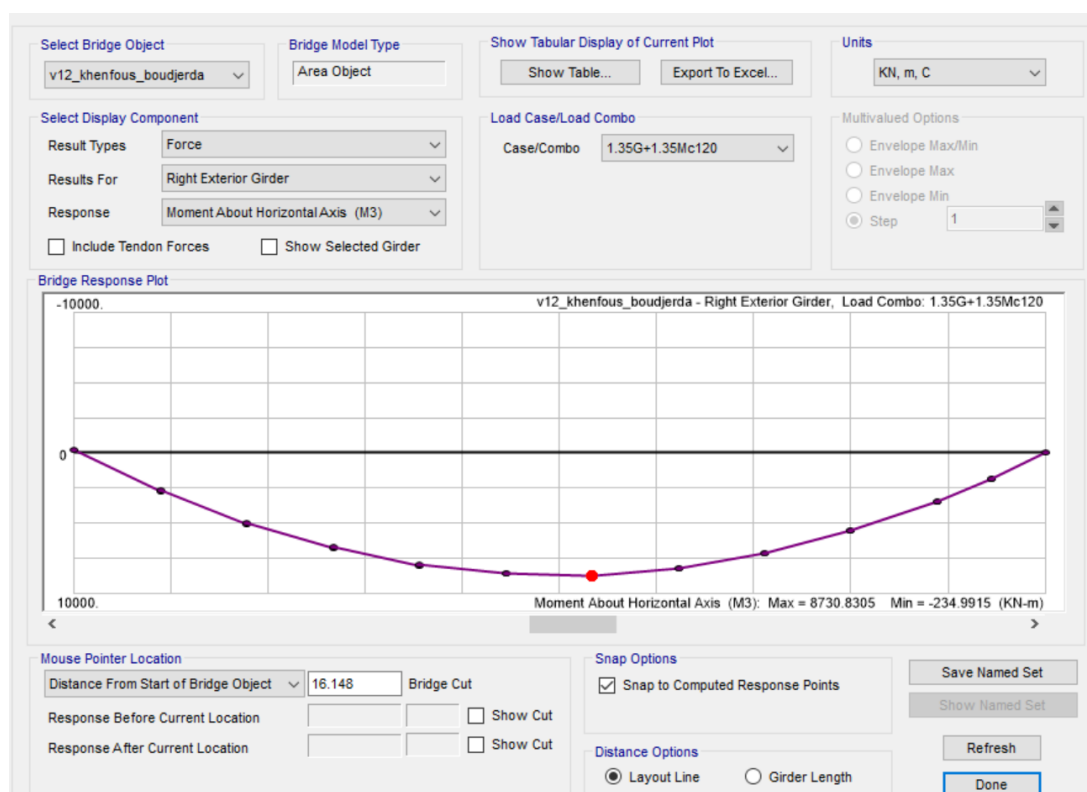
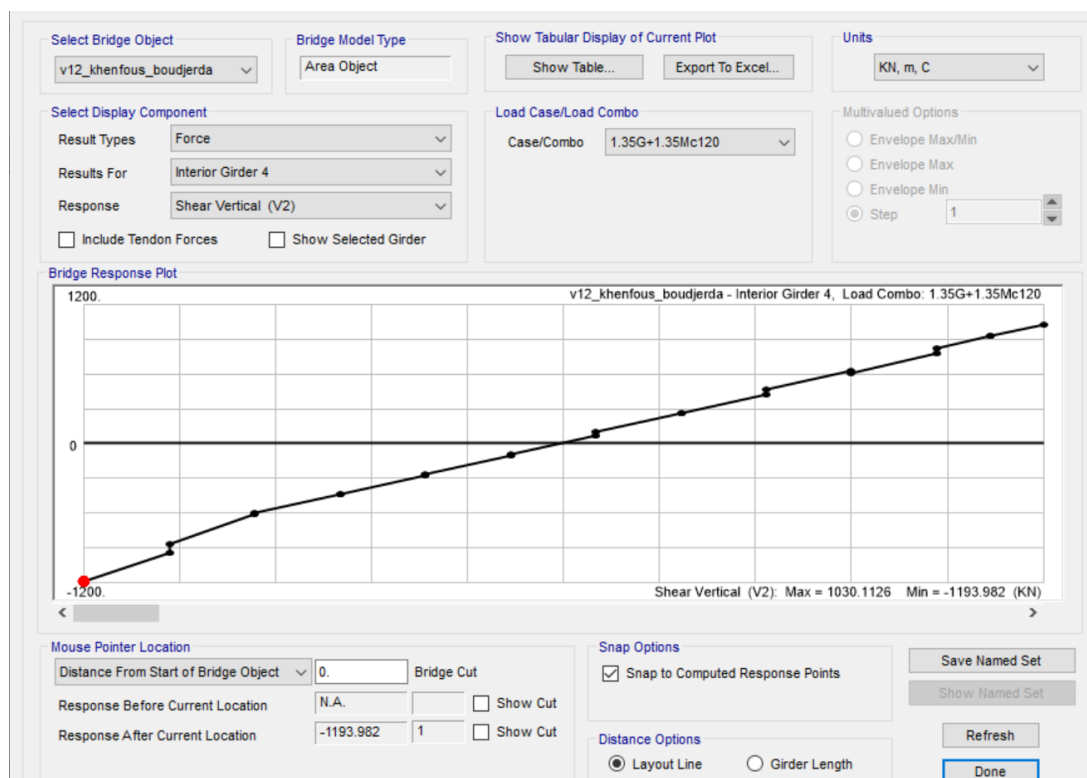


FIGURE 13.10 – Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 Bc

FIGURE 13.11 – Moment fléchissant maximal – $1,35G + 1,35 Mc120$ FIGURE 13.12 – Effort tranchant maximal – $1,35G + 1,35 Mc120$

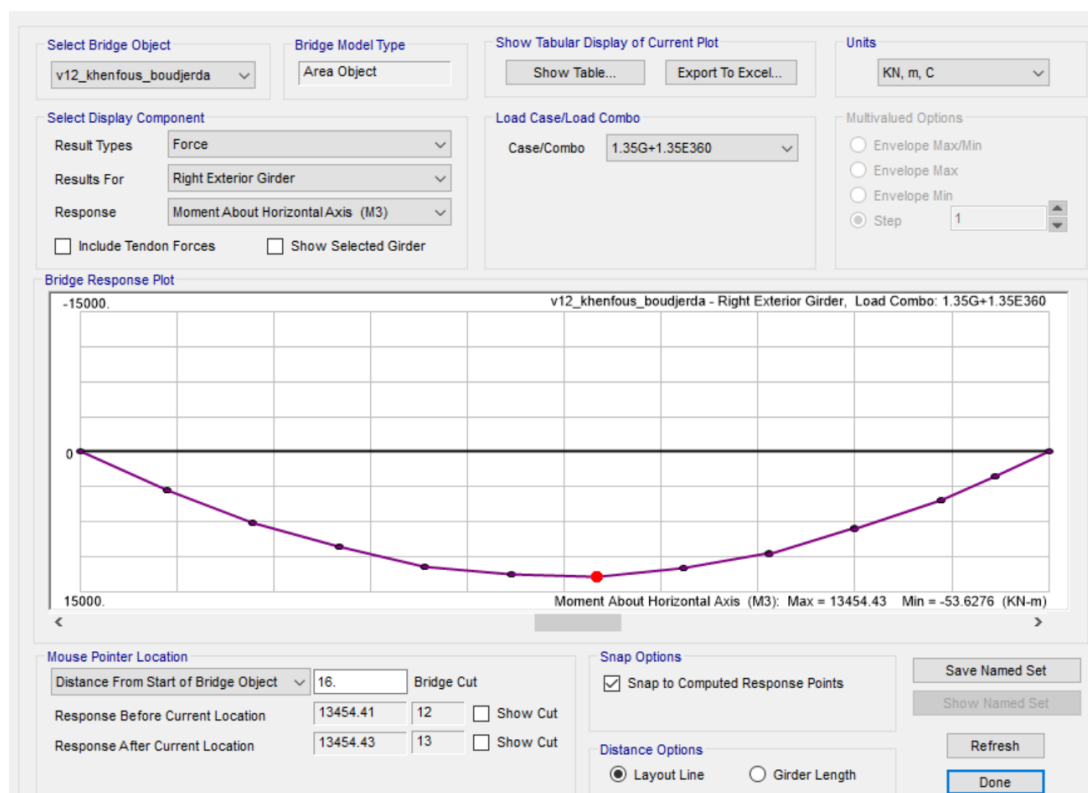


FIGURE 13.13 – Moment fléchissant maximal – 1,35G + 1,35 E360

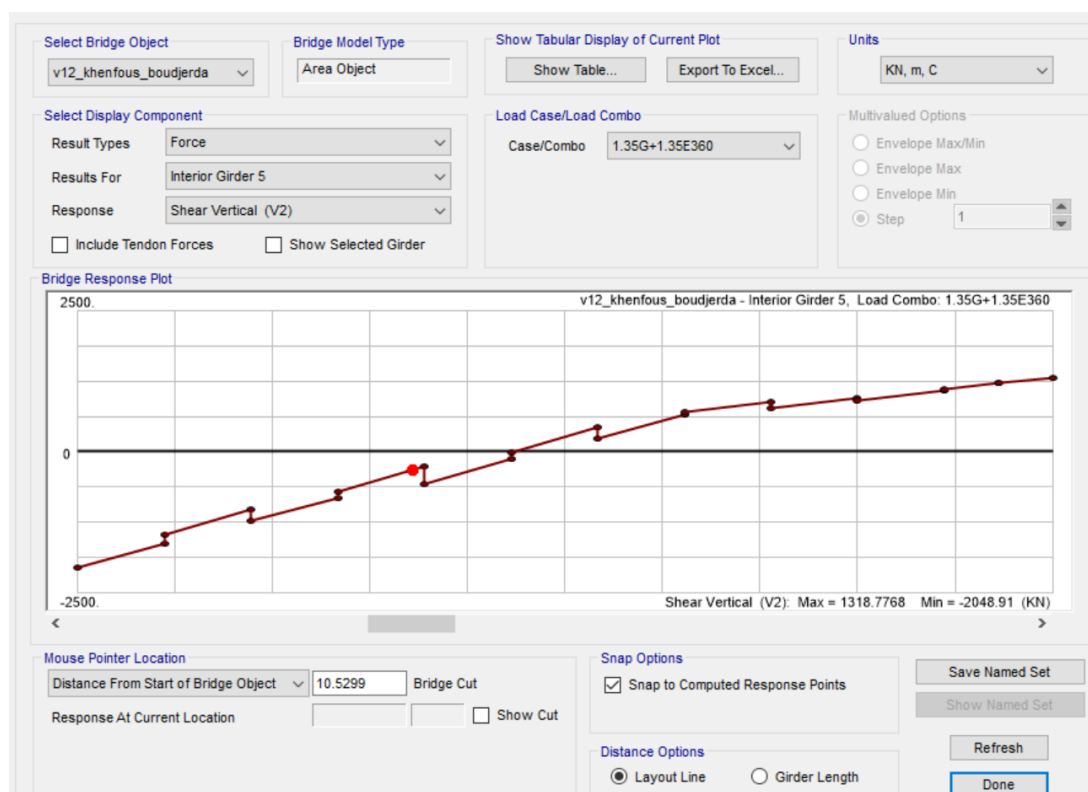
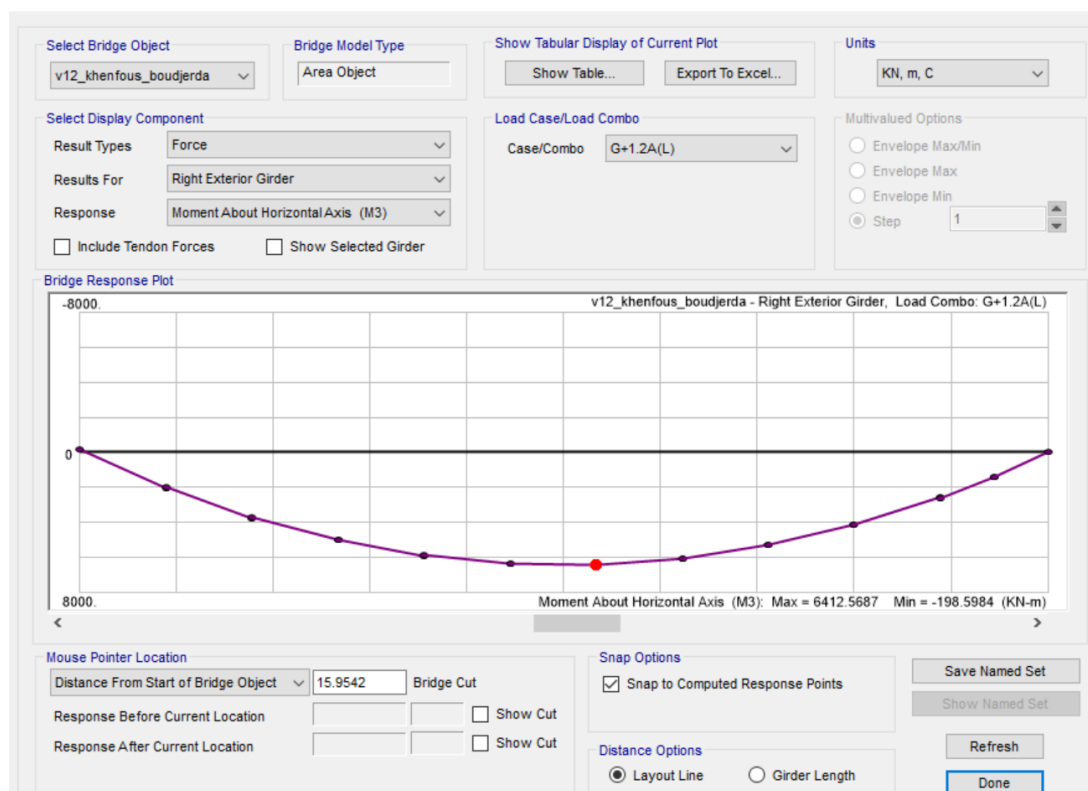
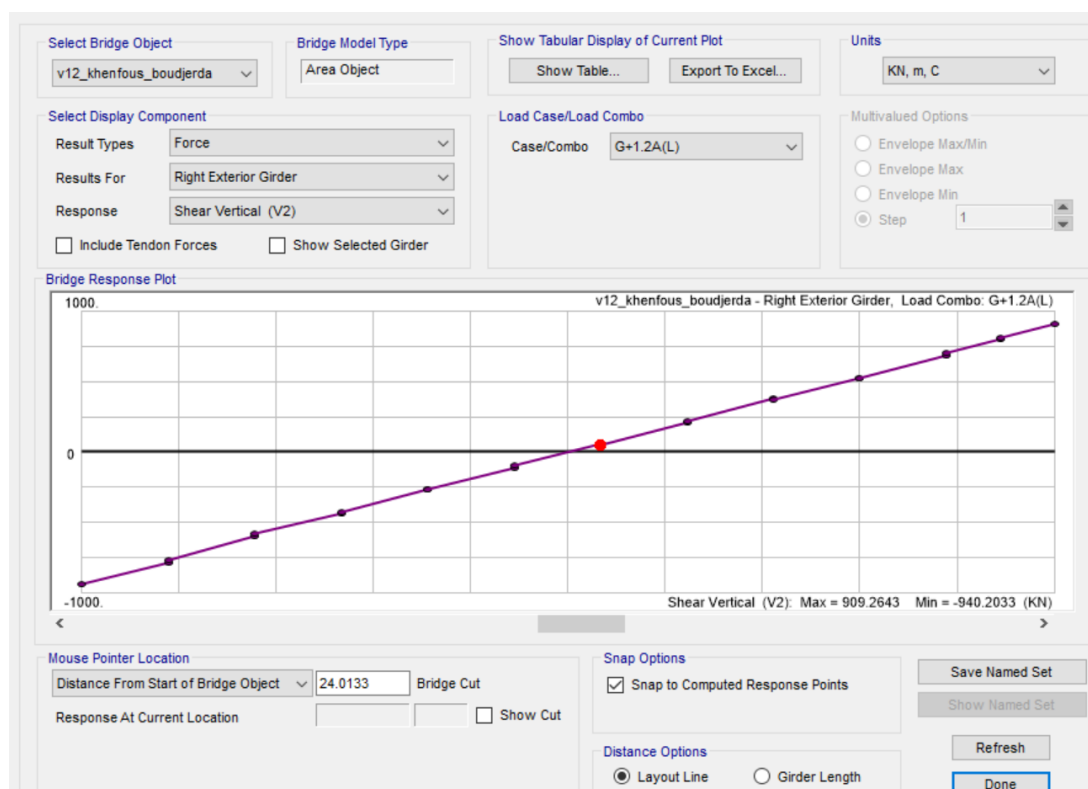


FIGURE 13.14 – Effort tranchant maximal – 1,35G + 1,35 E360

FIGURE 13.15 – Moment fléchissant maximal – ELS : $G + 1,2 A(L)$ FIGURE 13.16 – Effort tranchant maximal – ELS : $G + 1,2 A(L)$

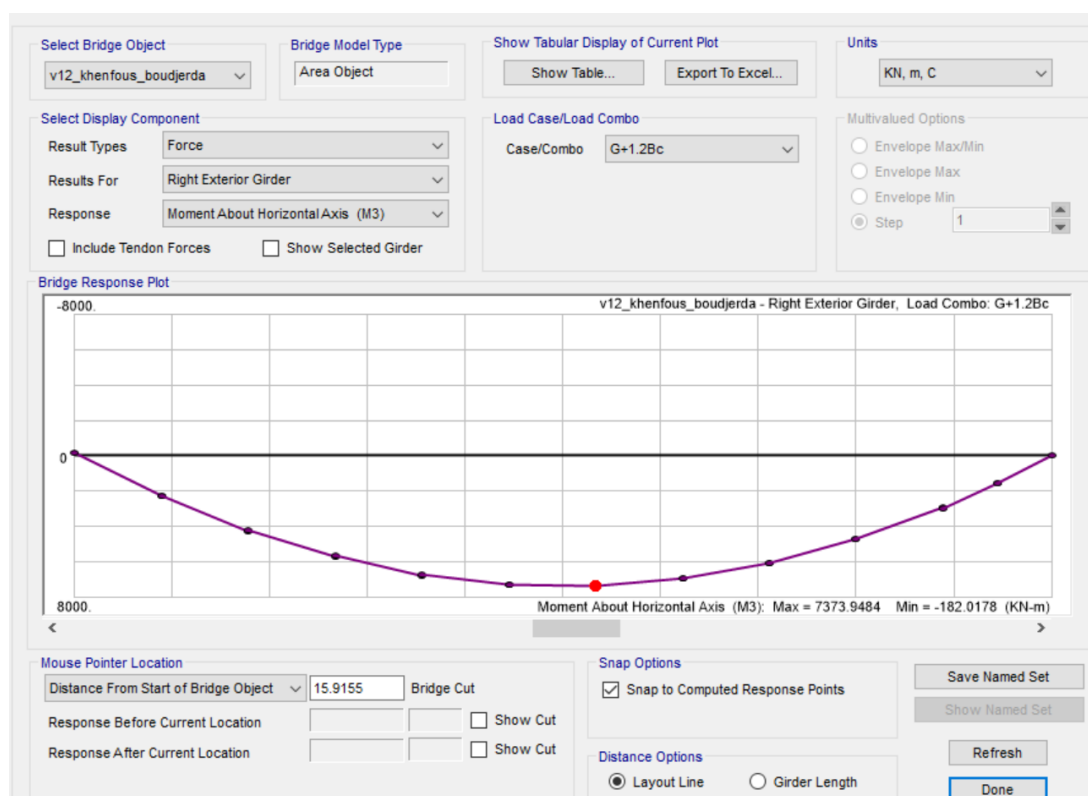


FIGURE 13.17 – Moment fléchissant maximal – ELS : G + 1,2 Bc

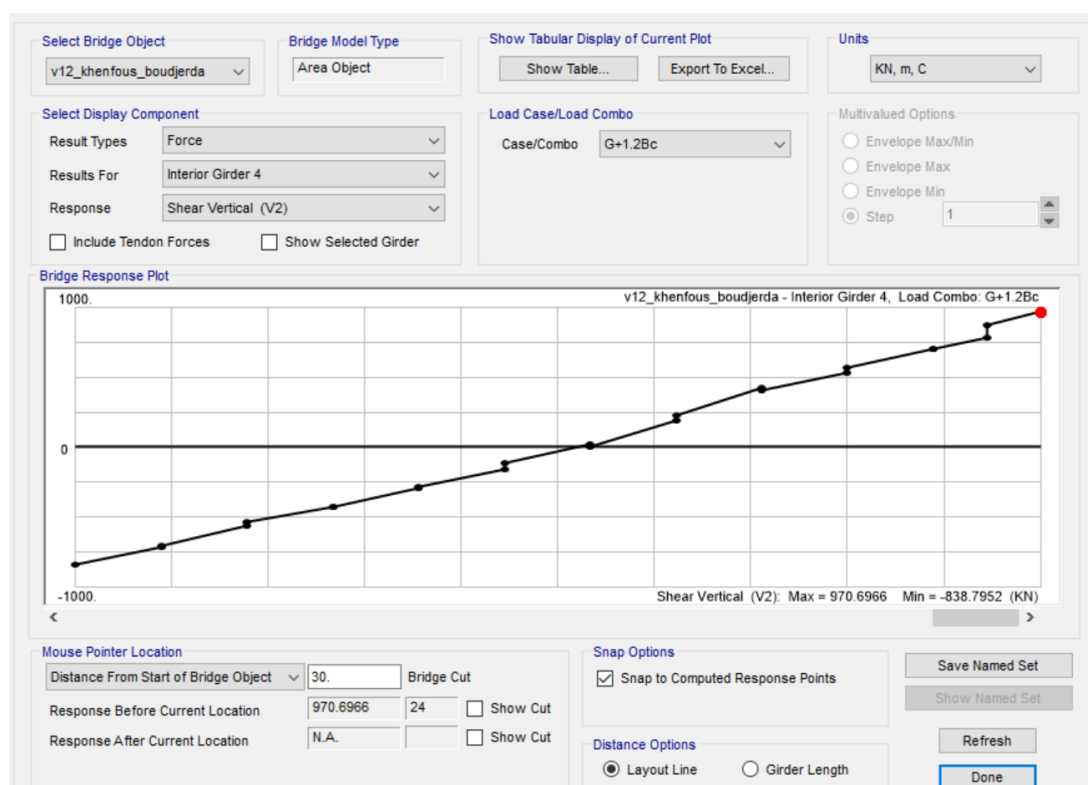


FIGURE 13.18 – Effort tranchant maximal – ELS : G + 1,2 Bc

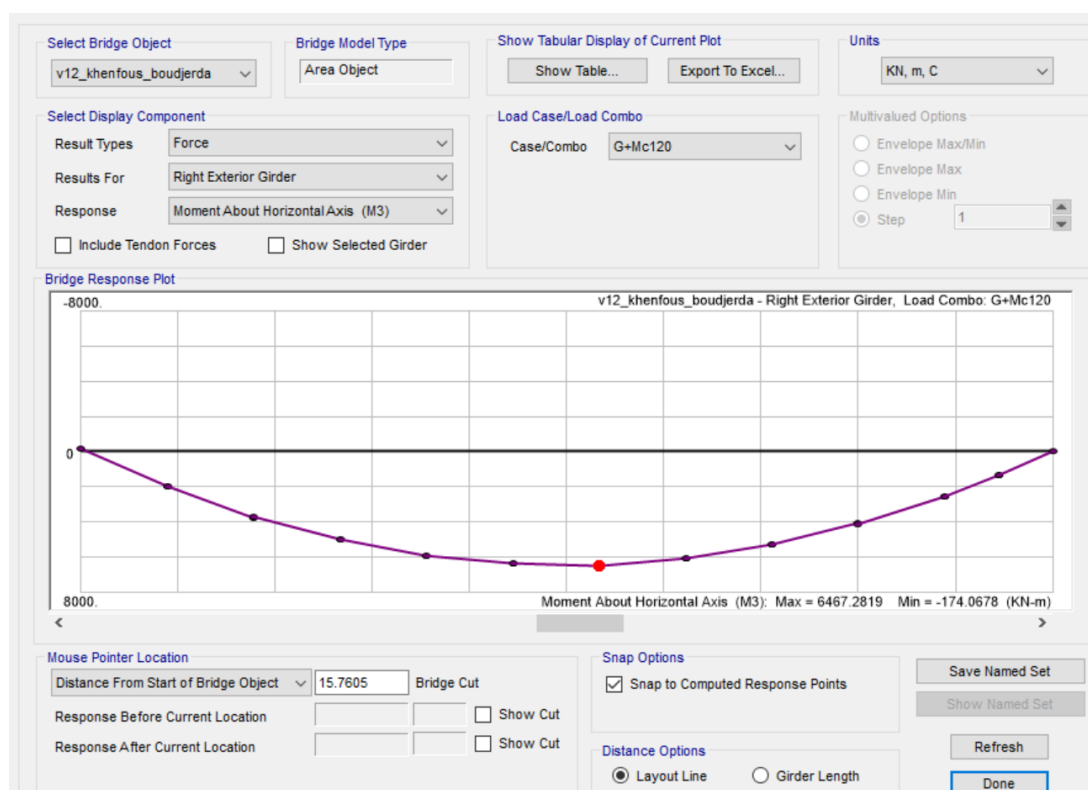


FIGURE 13.19 – Moment fléchissant maximal – ELS : G + Mc120

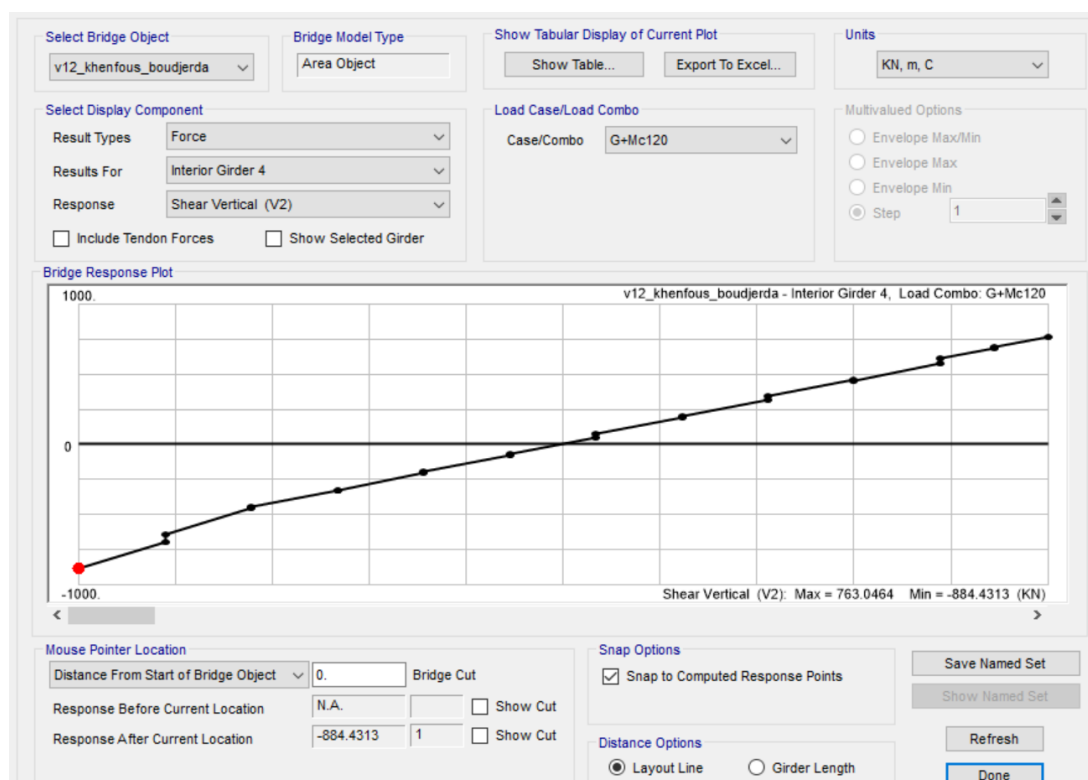


FIGURE 13.20 – Effort tranchant maximal – ELS : G + Mc120

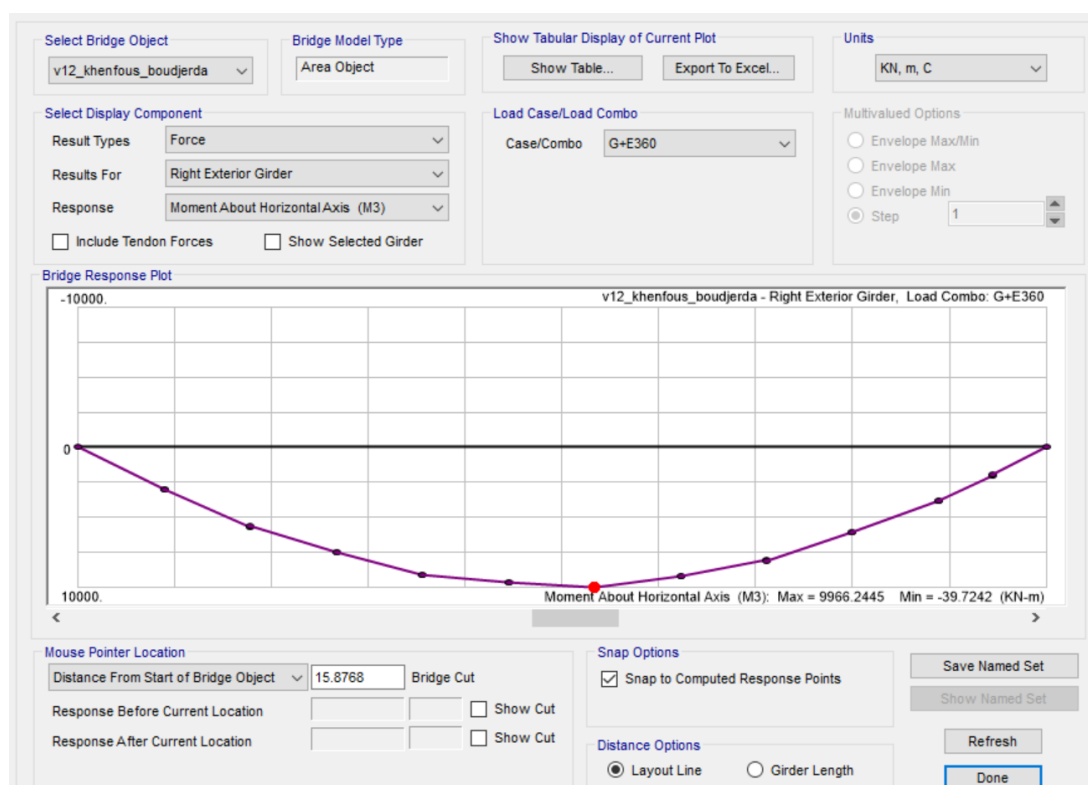


FIGURE 13.21 – Moment fléchissant maximal – ELS : G + E360

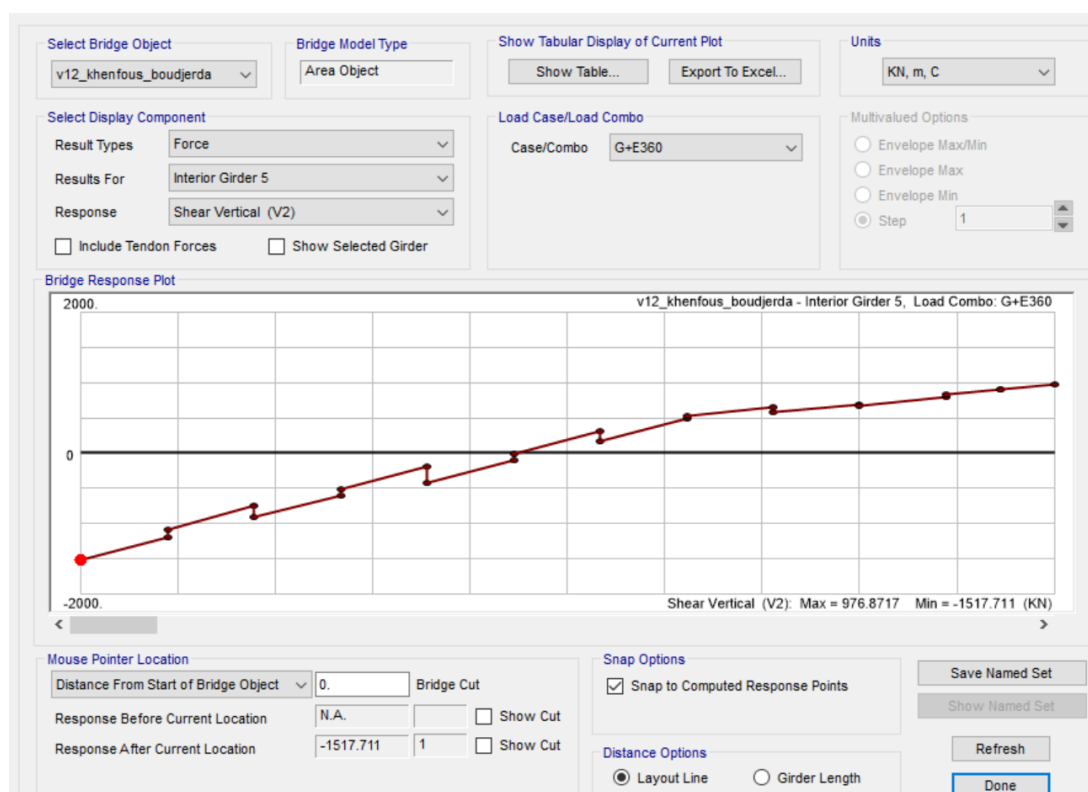


FIGURE 13.22 – Effort tranchant maximal – ELS : G + E360