

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
AU PK 27+000 AU NIVEAU DE SELMOUNE
EL HACHEMI, WILAYA D'ANNABA**

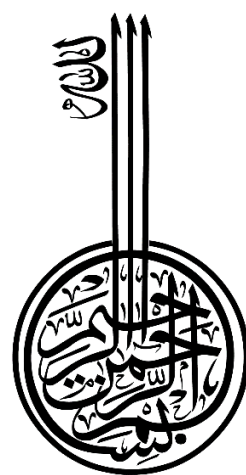
Présenté par :

RAKHROUR Zakaria
NAMOUNE Oussama

Encadré par :

Mr KHELFI Mebarek
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2021/2022



REMERCIEMENTS

عملا بحديث النبي عليه الصلاة والسلام:

"من لا يشكر الناس لا يشكر الله"

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu de nous avoir donné le courage, la patience et la force de mener à bien ce travail.

Nos plus sincères remerciements à nos parents et familles pour nous avoir soutenu et aidé tout au long du chemin.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr. KHELFI Mebarek pour son orientation, ses conseils et son aide le long de cette période, ainsi que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et qui nous ont aidé à enrichir notre savoir.

Nous remercions nos collègues et camarades étudiants à l'ENSTP qui ont été d'une grande aide et une belle compagnie le long de notre formation .

Nos remerciements s'adressent aussi au personnel de l'ENGOA Annaba pour leur accueil et leur bienveillance, spécialement Mr. AISSAOUI et Mr. MERAH.

Et finalement, nous tenons à remercier le jury pour l'intention qu'ils veulent porter à ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À ma famille qui n'a cessé d'être mon étoile guide tout au long de ma vie et qui m'a encouragé durant mes études.

À mes très chers frères et sœurs.

À mes amis avec qui je partage les meilleurs souvenirs

À mes camarades que j'ai rencontrés à différentes étapes de mon cursus.

*À mon binôme et confrère **NAMOUNE Oussama**.*

À tous ceux qui aiment partager le savoir

À tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail

RAKHROUR Zakaria

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah de m'avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail

Je dédie ce modeste travail :

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études, et m'a accompagné durant les moments les plus pénibles. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu te protège de tout mal et te garde en bonne santé.

A mon père qui m'a assuré les bonnes conditions pour devenir ce que je suis et sacrifié sa vie afin de me voir grandir. Tu es le soutien et tu le resteras. Que Dieu te préserve.

A mes très chères sœurs et leurs familles.

A ma grande famille paternelle et maternelle.

*A mon binôme et confrère **RAKHROUR Zakaria**.*

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

A vous cher lecteur,

NAMOUNE Oussama

ملخص:

يهدف هذا العمل هذا الى تصميم ودراسة جسر ينتمي الى مشروع الطريق الرابط بين ولاية قالمة و الطريق السيار شرق-غرب، ويقع في النقطة الكيلومترية 27+000 ويمتد على مسافة حوالي 280 متر.

بدأنا عملنا مع عموميات حول الجسور، ثم توجهنا الى التصميم العام حيث قمنا بفرض ثلاثة اقتراحات مختلفة، ثم اخترنا الأكثر ملائمة استنادا على تحليل متعدد المعايير اين اخترنا جسرو عوارض ذات سابقة اجهاد لاحق تتكون من 7 امتدادات مستقلة لبدء دراسة مفصلة. وتتعلق هذه الدراسة بالبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك تقييم الحمولات والحمولات الزائدة، وحساب سابقة الاجهاد، والدراسة الزلزالية، وأبعاد مختلف التجهيزات و العناصر الهيكلية المكونة للجسر، مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا واستخدام برامج النمذجة والحساب.

الكلمات الرئيسية: جسر، التصميم، الدراسة، عارضة ذات اسبقية اجهاد لاحق، الدراسة الزلزالية ، البنية التحتية، بلاطة سطح الجسر.

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc qui relève du projet de la pénétrante reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest, situé au PK27+000 et franchit une brèche d'environ 280 m.

Nous avons débuté notre travail par des généralités sur les ponts, et nous nous sommes orientés par la suite à la conception générale dans laquelle nous avons proposé trois variantes, puis le choix de la variante la plus convenable grâce à une analyse multicritère ou nous avons opté pour une solution d'un pont à poutres précontraintes par post-tension en 7 travées indépendantes pour entamer une étude détaillée. Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de modélisation et de calcul.

Mots clés : viaduc, conception, étude, poutre VIPP, étude sismique, infrastructure, tablier.

Abstract :

The purpose of this work is to design and study a viaduct that is part of the penetrating highway project that connects Guelma to the East-West highway, located at PK27+000 and spans a gap of approximately 280 m.

We began our work with generalities about bridges, and we then focused on the general design in which we proposed three variants, then the choice of the most suitable variant thanks to a multicriterion analysis where we opted for a solution of a post-tensioned prestressed beam bridge separated into 7 independent spans to then start a detailed study. This study concerns the superstructure and the infrastructure, including the evaluation of loads and overloads, the calculation of prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various equipment and structural elements, by referring to the regulations used in Algeria and Europe and using modelling and calculation software.

Keywords: viaduct, design, study, post tensioned prestressed beams, seismic study, infrastructure, deck.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I	EVOLUTION DES PONTS
I.1- Introduction :.....	2
I.2- Les ponts primitifs:.....	2
I.3- Les ponts en bois :	2
I.4- Les ponts en maçonnerie:.....	3
I.5- Les ponts métalliques :	3
I.6- Les ponts en béton armé et en béton précontraint:	4
I.7- Les ponts à câbles :	4

CHAPITRE II	PRESENTATION DU PROJET
II.1- Introduction :.....	6
II.2- Présentation du projet :.....	6
II.2.1- Objectif du projet :.....	6
II.2.2- Situation du projet :.....	6
II.2.3- Obstacle à franchir :	7
II.3- Données géométriques de l'ouvrage :.....	7
II.3.1- Tracé en plan :.....	7
II.3.2- Profil en long :	7
II.3.3- Profil en travers :.....	8
II.4- Données naturelles du projet :.....	8
II.4.1- Topographie du terrain:.....	8
II.4.2- Géotechnique du terrain : :.....	8
II.4.2.1- Essais in situ : :.....	8
II.4.2.2- Essais au laboratoire :	12
II.4.2.3- Conclusion et avis du LCTP : :.....	12
II.4.3- Sismicité du site : :.....	12
II.5- Conclusion :.....	15

CHAPITRE III	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
III.1- Introduction :.....	16
III.2- Critères de choix du type d'ouvrage :	16
III.3- Présentation des variantes du projet :	16
III.3.1- 1 ^{ère} variante : Pont à poutres en béton précontraintes par post tension	17
III.3.1.1- Conception longitudinale :.....	17
III.3.1.2- Conception transversale :.....	17
III.3.2- 2 ^{ème} variante : Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs :.....	21
III.3.2.1- Conception longitudinale :.....	21
III.3.2.2- Conception transversale :.....	23
III.3.3- Pont à tablier mixte acier-béton.....	28
III.3.3.1- Conception longitudinale :	28
III.3.3.2- Conception transversale :.....	28

CHAPITRE VII	CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER
VII.1- Introduction:	62
VII.2- Application de la méthode de Guyon-Massonnet-Bares :	62
VII.2.1- Calcul des paramètres:	64
VII.2.1.1- Paramètre d'entretoisement θ :	64
VII.2.1.2- Paramètre de torsion α :	65
VII.2.2- Calcul du moment fléchissant longitudinal:	68
VII.2.2.1- Disposition des poutres:	68
VII.2.2.2- Coefficient de répartition transversale K_m^α :	69
VII.2.2.3- Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour chaque type de chargement:	72
VII.2.2.4- Combinaisons des charges:	74
VII.3- Application de la méthode numérique:	75
VII.4- Comparaison des résultats :	76
VII.5- Conclusion :	77
CHAPITRE VIII	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET CALCUL DES DEFORMATIONS
VIII.1- Introduction:	78
VIII.1.1- Procédé de la précontrainte:	78
VIII.1.2- Calcul de la précontrainte :	78
VIII.2- Calcul du nombre de câbles :	79
VIII.2.1- – Détermination de la précontrainte minimale :	80
VIII.2.2- Détermination du nombre de câbles à mi- travée :	81
VIII.2.3- Vérification de la borne supérieure :	81
VIII.2.4- Vérification du nombre de câbles en about :	82
VIII.3- Vérification des contraintes normales :	82
VIII.3.1- Etapes de la vérification :	83
VIII.4- Tracé des câbles :	86
VIII.4.1- Position des câbles 1°, 2° et 3° sortant de l'about :	86
VIII.4.2- Position des câbles 1°, 2° et 3° à mi travée section médiane:	87
VIII.4.3- Trajectoire des câbles :	88
VIII.4.4- Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :	91
VIII.5- Caractéristiques géométriques des sections nettes :	92
VIII.5.1- Section d'about sans hourdis :	92
VIII.5.2- Section d'about avec hourdis :	93
VIII.5.3- Section médiane sans hourdis :	94
VIII.5.4- Section médiane avec hourdis :	95
VIII.6- Pertes de précontrainte :	96
VIII.6.1- Pertes instantanée :	96
VIII.6.1.1- Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :	96
VIII.6.1.2- Pertes dues au recul d'ancrage :	97
VIII.6.1.3- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:	99
VIII.6.1.4- Pertes instantanées totales:	100
VIII.6.2- Pertes différées :	100
VIII.6.2.1- Pertes dues au retrait du béton :	100
VIII.6.2.2- Pertes dues au fluage du béton:	100
VIII.6.2.3- Pertes dues à la relaxation des aciers :	101
VIII.6.2.4- Pertes différées totales :	102
VIII.6.3- Calcul du pourcentage des pertes total :	102

IX.3.2- Entretoises intermédiaires :	128
IX.3.2.1- Evaluation des efforts :	128
IX.3.2.2- Ferrailage :	129

CHAPITRE X ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT

X.1- Les appareils d'appui:	130
X.1.1- Dimensionnement des appareils d'appui :....	130
X.1.2- Dimensionnement des frettes :	132
X.1.3- Effort horizontaux agissants sur les appareils d'appuis :	133
X.1.4- Vérification des contraintes de compression :	134
X.1.5- Vérification des contraintes de cisaillement :	134
X.1.6- Vérification des conditions de stabilité :	136
X.1.6.1- Condition de non cheminement et de non glissement :	136
X.1.6.2- Condition de non soulèvement :	137
X.1.6.3- Condition de non flambement :	137
X.1.6.4- Condition sur la distorsion :	138
X.1.7- Conclusion sur les appareils d'appui:	138
X.2- Les dés d'appui :	139
X.2.1- Dimensionnement des dés d'appui :	139
X.2.2- Ferrailage du dé d'appui :	140
X.2.2.1- Armatures de chainage :	140
X.2.2.2- Armatures de profondeur :	140
X.2.2.3- Armatures de diffusion :	140
X.3- Les joints de chaussée :	141
X.3.1- Calcul du souffle :	141
X.3.2- Type de joint :	142

CHAPITRE XI ETUDE SISMIQUE

XI.1- Introduction :	143
XI.2- Analyse sismique du pont:	143
XI.2.1- Méthodes de calcul :	143
XI.2.2- Vérification des critères de la méthode monomodale spectrale :	143
XI.2.3- Données du projet :	145
XI.3- Sens horizontal longitudinal:	145
XI.3.1- Détermination de la masse du système :	145
XI.3.2- Détermination de la raideur longitudinal du système:	146
XI.3.3- Détermination de la période propre longitudinale du système :	147
XI.4- Sens transversal :	148
XI.4.1- Modélisation de l'ouvrage :	149
XI.5- Evaluation des efforts dans la pile :	149
XI.5.1- Les spectres de réponse élastique :	149
XI.5.2- Combinaisons sismiques:	150
XI.6- Résultats du calcul numérique :	151

CHAPITRE XII ETUDE DE LA PILE

XII.1- Introduction :	152
XII.2- Les dimensions de la pile :	152
XII.3- Evaluation des charges :	153
XII.3.1- Charges verticales :	153
XII.4- Ferrailage des éléments de la pile :	154
XII.4.1- Ferrailage du chevêtre :	154
XII.4.1.1- Evaluation des efforts :	154

XII.4.1.2- Ferrailage à la flexion :	158
XII.4.1.3- Ferrailage à la torsion :	159
XII.4.2- Ferrailage des fûts :	163
XII.4.2.1- Evaluation des efforts sur les fûts:	163
XII.4.2.2- Evaluation des efforts sur un seul fût :	164
XII.4.2.3- Calcul du ferrailage du fût :	165
XII.5- Etude des fondations :	166
XII.5.1- Etude de la semelle :	166
XII.5.1.1- Caractéristiques de la semelle :	166
XII.5.1.2- Evaluation des efforts :	166
XII.5.1.3- Combinaisons d'actions :	167
XII.5.2- Etudes des pieux :	169
XII.5.2.1- Choix du nombre de pieux :	169
XII.5.2.2- Evaluations des efforts :	169
XII.5.3- Calcul du ferrailage :	173
XII.5.3.1- Calcul du ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :	173
XII.5.3.2- Calcul du ferrailage des pieux :	175

CHAPITRE XIII

ETUDE DE LA CULEE

XIII.1- Introduction :	177
XIII.2- Choix de la morphologie :	177
XIII.3- Prédimensionnement de la culée :	178
XIII.4- Evaluation des efforts sollicitant la culée :	180
XIII.4.1- Détermination du coefficient de poussée des terres K :	181
XIII.4.2- Calcul des sollicitations :	182
XIII.4.2.1- Efforts dus aux poids des éléments de la culée et des terres :	183
XIII.4.2.2- Efforts dus à la poussée des terres :	183
XIII.4.2.3- Efforts dus au tablier :	183
XIII.4.3- Combinaisons d'actions :	184
XIII.4.3.1- Cas statique:	184
XIII.4.3.2- Cas dynamique :	184
XIII.4.4- Choix de la conception des pieux :	186
XIII.5- Etude et ferrailage des éléments de la culée :	186
XIII.5.1- Ferrailage de mur garde-grève :	186
XIII.5.2- Ferrailage de la dalle de transition :	189
XIII.5.3- Ferrailage du corbeau :	190
XIII.5.4- Ferrailage du mur frontal :	191
XIII.5.5- Ferrailage du mur en retour :	194

CONCLUSION GENERALE

.....196

BIBLIOGRAPHIE

.

ANNEXES

.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II	PRESENTATION DU PROJET
Tableau II. 1 Coordonnées des sondages carottés.....	9
Tableau II. 2 Coordonnées des sondages pressiométriques.....	10
Tableau II. 3 Levés piézométriques par rapport au terrain naturel actuel.....	11
Tableau II. 4 Résultats des essais au laboratoire.....	12
Tableau II. 5 Résultats des essais au laboratoire (2).....	13
Tableau II. 6 Importance du pont (RPOA 2008)....	15
Tableau II 7 Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008)...	15
CHAPITRE III	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
Tableau III. 1 Epaisseur du hourdis inférieur	25
Tableau III. 2 Avantages et inconvénients des variantes proposées.....	32
CHAPITRE IV	CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Tableau IV. 1 Caractéristiques des bétons utilisés.....	36
Tableau IV. 2 Récapitulatif des charges permanentes.....	40
Tableau IV. 3 Valeurs numériques du gradient thermique selon le type de tablier.....	40
Tableau IV. 4 Coefficient α_1	42
Tableau IV. 5 valeurs de par classe de pont.....	42
Tableau IV. 6 Chargement du système A suivant le nombre de voies chargées.....	42
Tableau IV. 7 Force de freinage du système A en fonction du nombre de voies chargées.....	42
Tableau IV. 8 Valeurs de b_c	43
Tableau IV. 9 Coefficient de majoration dynamique du système B_c δ suivant le nombre de voies chargée.....	44
Tableau IV. 10 valeurs de b_t	44
Tableau IV. 11 Coefficient de majoration dynamique du système B_t δ suivant le nombre de voies chargées.....	45
CHAPITRE V	ETUDE LONGITUDINALE DU TABLIER
Tableau V. 1 Réaction sous chargement A.....	48
Tableau V. 2 Moment et effort tranchant sous chargement A.....	48
Tableau V. 3 Moment fléchissant maximal sous chargement B_c	50
Tableau V. 4 Effort tranchant maximal sous chargement B_c	51

Tableau V. 5 Moment fléchissant maximal sous chargement B_t	51
Tableau V. 6 Effort tranchant maximal sous chargement B_t	52
Tableau V. 7 Moment fléchissant maximal sous système Mc120	53
Tableau V. 8 Effort tranchant maximal sous système Mc120..	54
Tableau V. 9 Moment fléchissant et effort tranchant par poutre.....	55
CHAPITRE VI CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	
Tableau VI. 1 Caractéristiques géométriques de la section médiane seule.....	57
Tableau VI. 2 Caractéristiques géométriques de la section d'about seule.....	58
Tableau VI. 3 caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis.....	59
Tableau VI. 4 Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.....	60
Tableau VI. 5 Caractéristiques géométriques l'entretoise avec dalle.....	61
CHAPITRE VII CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER	
Tableau VII. 1 Valeurs de K_0 pour $\theta=0.28$	69
Tableau VII. 2 Valeurs de K_1 pour $\theta=0.28$	70
Tableau VII. 3 Valeurs de K_α pour $\theta=0.28$	70
Tableau VII. 4 Valeurs de K_α pour $\theta=0.28$	70
Tableau VII. 5 K_α moy sous chargement A(L) pour 1 voie chargée.....	72
Tableau VII. 6 K_α moy sous chargement A(L) pour 2 voies chargées.....	72
Tableau VII. 7 K_α moy sous chargement A(L) pour 3 voies chargées.....	72
Tableau VII. 8 K_α moy sous chargement B_c pour 1 file.....	72
Tableau VII. 9 K_α moy sous chargement B_c pour 2 files.....	72
Tableau VII. 10 K_α moy sous chargement B_c pour 3 files.....	72
Tableau VII. 11 K_α moy sous chargement B_t pour 1 tandem.....	73
Tableau VII. 12 K_α moy sous chargement B_t pour 2 tandems.....	73
Tableau VII. 13 K_α moy sous chargement Mc120.....	73
Tableau VII. 14 K_α moy sous chargement D240.....	73
Tableau VII. 15 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre et cas de chargement...	74
Tableau VII. 16 Combinaisons de charges pour la détermination de la poutre la plus sollicitée.....	74
Tableau VII. 17 Moment et efforts tranchant maximal obtenu par modélisation numérique ...	76
Tableau VII. 18 Erreur sur l'évaluation du moment sollicitant la poutre III	77

CHAPITRE VIII**ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET CALCUL DES DEFORMATIONS**

Tableau VIII. 1 Caractéristiques géométriques de la poutre.....	79
Tableau VIII. 2 Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actives.....	79
Tableau VIII. 3 Caractéristiques mécaniques	79
Tableau VIII. 4 Moments sollicitant la poutre	80
Tableau VIII. 5 valeurs des espacements a et b pour 13T15s (Freyssinet)	86
Tableau VIII. 6 Position des câbles en mi- travée et en about	88
Tableau VIII. 7 Position des câbles le long de la poutre.....	90
Tableau VIII. 8 Angles tangents aux câbles à différents abscisses.....	90
Tableau VIII. 9 Paramètres de vérification de l'angle de relevage.....	91
Tableau VIII. 10 Caractéristiques géométriques nettes de la section d'about sans hourdis.....	92
Tableau VIII. 11 Caractéristiques géométriques nettes de la section d'about avec hourdis.....	93
Tableau VIII. 12 Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane sans hourdis.....	94
Tableau VIII. 13 Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane avec hourdis.....	95
Tableau VIII. 14 Valeurs moyennes des coefficients f et ϕ	96
Tableau VIII. 15 Pertes par frottement.....	97
Tableau VIII. 16 Valeurs des paramètres d et k.....	98
Tableau VIII. 17 Pertes par recul d'ancrage.....	98
Tableau VIII. 18 Caractéristiques et efforts utilisés dans le calcul des pertes par raccourcissement du béton.....	99
Tableau VIII. 19 Pertes par raccourcissement du béton.....	99
Tableau VIII. 20 Pertes instantanées totales.....	100
Tableau VIII. 21 Caractéristiques et efforts utilisés dans le calcul des pertes par fluage du béton.....	101
Tableau VIII. 22 Pertes par fluage du béton.....	101
Tableau VIII. 23 Pertes par relaxation des aciers.....	101
Tableau VIII. 24 Pertes différées totales.....	102
Tableau VIII. 25 Pertes totales.....	102
Tableau VIII. 26 Hauteurs moyennes des trois câbles à différents abscisses.....	103
Tableau VIII. 27 Vérification des contraintes lors des phases 1 et 2.....	105

Tableau VIII. 28 Vérification des contraintes lors des phases 3 et 4.....	106
Tableau VIII. 29 Contraintes admissibles lors des 4 phases.....	106
Tableau VIII. 30 Paramètres utilisées pour la vérification des contraintes tangentielles.....	107
Tableau VIII. 31 Moment dû à la précontrainte.....	113

CHAPITRE IX **ETUDE DU HOURDIS ET DES ENTRETOISES**

Tableau IX. 1 Moment transversal appliqué au hourdis à l'ELS.....	118
Tableau IX. 2 Moment transversal appliqué au hourdis à l'ELU.....	119
Tableau IX. 3 Moment maximal sur l'entretoise de rive.....	127
Tableau IX. 4 Ferrailage de l'entretoise de rive.....	128
Tableau IX. 5 Moment maximal sur l'entretoise intermédiaire.....	129
Tableau IX. 6 Ferrailage de l'entretoise intermédiaire.....	129

CHAPITRE X **EQUIPEMENTS DU PONT**

Tableau X. 1 Appareil d'appui de type B avec e=demi-feuillet (SETRA).....	131
Tableau X. 2 Souffle des joints de chaussée type Wd en fonction du biais de l'ouvrage.....	142

CHAPITRE XI **ETUDE SISMIQUE**

Tableau XI. 1 Masses des éléments d'appui en élévation.....	144
Tableau XI. 2 Masses des éléments d'appui en élévation.....	145
Tableau XI. 3 Raideurs des piles.....	147
Tableau XI. 4 Efforts à la base de la pile sous les différentes combinaisons sismiques.....	150

CHAPITRE XII **ETUDE DE LA PILE**

Tableau XII. 1 Charges sur pile.....	153
Tableau XII. 2 Combinaisons des charges sur pile.....	153
Tableau XII. 3 Charge horizontales sur pile.....	154
Tableau XII. 4 Combinaisons de charges considérées.....	156
Tableau XII. 5 Moment et effort tranchant maximaux sur le chevrete.....	158
Tableau XII. 6 Efforts statiques sur la pile.....	164
Tableau XII. 7 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELS.....	164
Tableau XII. 8 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELU.....	165
Tableau XII. 9 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELA.....	165
Tableau XII. 10 Ferrailage du fût.....	165
Tableau XII. 11 Dimensions de la semelle.....	166

Tableau XII. 12 Efforts statiques sur la semelle.....	167
Tableau XII. 13 Combinaisons d'actions sur la semelle à l'ELS.....	167
Tableau XII. 14 Combinaisons d'actions sur la semelle à l'ELU.....	167
Tableau XII. 15 Combinaisons d'actions à la base des fûts à l'ELA.....	168
Tableau XII. 16 Combinaisons d'actions à la base de la semelle à l'ELA.....	168
Tableau XII. 17 Valeurs des paramètres de Werner.....	170
Tableau XII. 18 Valeurs du moment en tête de pieu.....	171
Tableau XII. 19 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS.....	172
Tableau XII. 20 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU.....	172
Tableau XII. 21 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA.....	172
Tableau XII. 22 γ_s et σ_s en fonction de l'état limite.....	174
Tableau XII. 23 Section d'armatures inférieures de la semelle.....	174
Tableau XII. 24 Section d'armatures inférieures de la semelle.....	175
CHAPITRE XIII	
ETUDE DE LA CULEE	
Tableau XIII. 2 Paramètres intervenants dans le calcul de la poussée dynamique globale E_d	181
Tableau XIII. 3 Valeur de K pour les différents cas sismiques.....	181
Tableau XIII. 4 Efforts et moments dus aux poids propres agissant sur la culée.....	182
Tableau XIII. 4 Poussées agissants sur la culée.....	183
Tableau XIII. 5 Efforts et moments dus au tablier agissants sur la culée.....	183
Tableau XIII. 6 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELS.....	184
Tableau XIII. 7 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELU.....	184
Tableau XIII. 8 Efforts statiques agissant sur la culée sous combinaison $G + 0.2Q + 0.4T$...	184
Tableau XIII. 9 Charge sismiques due au poids propre des éléments.....	184
Tableau XIII. 10 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres.....	185
Tableau XIII. 11 Charges sismiques provenant du tablier.....	185
Tableau XIII. 12 Cumul des efforts sismiques.....	185

Tableau XIII. 13 Efforts sur la semelle sous combinaisons sismiques.....	185
Tableau XIII. 14 Valeurs de M_p/K en fonction de h	188
Tableau XIII. 15 Efforts agissant sur la dalle de transition.....	189
Tableau XIII. 16 Efforts dus au poids propre agissant sur le mur frontal.....	192
Tableau XIII. 17 Efforts dus au tablier agissant sur le mur frontal.....	192
Tableau XIII. 18 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELS.....	192
Tableau XIII. 19 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELU.....	193

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I	GENERALITES SUR LES PONTS
Figure I. 1 Pont primitifs.....	2
Figure I. 2 Passerelle en bois en Allemagne.....	2
Figure I. 3 Pont en maçonnerie en Chine.....	3
Figure I. 4 Pont métallique en Angleterre.....	3
Figure I. 5 Pont en béton précontraint en Allemagne.....	4
Figure I. 6 Pont suspendu aux Etats Unis d'Amérique.....	4
Figure I. 7 Pont à haubans au Japon.....	5
CHAPITRE II	PRESENTATION DU PROJET
Figure II. 1 Vue satellite du projet.....	6
Figure II. 2 Plan de situation.....	7
Figure II. 3 Tracé en plan de l'ouvrage.....	7
Figure II. 4 Profil en long du projet.....	7
Figure II. 5 Profil en travers de l'ouvrage.....	8
Figure II. 6 Positions des sondages carottés	9
Figure II. 7 Positions des sondages pressiométriques.....	10
Figure II.8 Niveau de la nappe phréatique.....	11
Figure II.9 Coupe lithologique du site.....	11
Figure II. 10: Carte de zonage sismique de l'Algérie RPOA 2008.....	14
CHAPITRE III	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
Figure III. 1: Domaines d'emploi des différentes structures d'ouvrage d'art	16
Figure III. 2: Morphologie d'un pont à poutres précontraintes.....	17
Figure III. 3: Forme du talon.....	19
Figure III. 4: Principe d'exécution d'un pont par encorbellements successifs.....	21
Figure III. 5: Répartition des travées d'un pont en voussoirs.....	21
Figure III. 6: Différentes parties du découpage en voussoirs.....	22
Figure III.7: Notation des éléments de prédimensionnement d'un voussoir.....	23
Figure III. 8: Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure du clavage au voussoir sur pile....	25

Figure III. 9: Gousset supérieur du voussoir.....	26
Figure III. 10: Gousset inférieur du voussoir.....	26
Figure III. 11: Morphologie transversale d'un pont mixte acier-béton.....	28
Figure III. 12: Notation des dimensions d'un pont mixte bipoutre à entretoise.....	29
CHAPITRE IV CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL	
Figure IV. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	35
Figure IV. 2: Câble 13T15s.....	37
Figure IV. 2: Dimensions de la corniche.....	39
Figure IV. 3: Système B_c	43
Figure IV. 4: Système B_t	44
Figure IV. 5: Système B_r	45
Figure IV. 6: Convoi M_{c120}	45
Figure IV. 7: Convoi D_{240}	46
CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE DU TABLIER	
Figure V. 1 Répartition de la charge permanente.....	47
Figure V. 2 Répartition du chargement A.....	48
Figure V. 3 Disposition la plus défavorable de B_c pour le moment fléchissant.....	49
Figure V. 4 Disposition la plus défavorable de B_c pour l'effort tranchant.....	50
Figure V. 5 La disposition la plus défavorable du système B_t pour le moment fléchissant.....	51
Figure V. 6 La disposition la plus défavorable du système B_t pour l'effort tranchant.....	52
Figure V. 7 La disposition la plus défavorable du système M_{c120} pour le moment fléchissant..	52
Figure V. 8 La disposition la plus défavorable du système M_{c120} pour l'effort tranchant.....	53
Figure V. 9 La disposition la plus défavorable du système D_{240} pour le moment fléchissant...	54
Figure V. 10 La disposition la plus défavorable du système D_{240} pour l'effort tranchant.....	54
CHAPITRE VI CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	
Figure VI. 1 Décomposition de la section médiane seule.....	57
Figure VI. 2 Décomposition de la section d'about seule.....	58
Figure VI. 3 Décomposition de la section médiane avec hourdis.....	59
Figure VI. 4 Décomposition de la section d'about avec hourdis.....	60
Figure VI. 5 Décomposition de l'entretoise.....	61

CHAPITRE VII	CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER
Figure VII. 1 Grillage de poutres de la méthode Guyon-Massonet-Bares	63
Figure VII. 2 Section simplifiée de la poutre	66
Figure VII. 3 Notation des éléments de l'entretoise pour le calcul de γ_e	67
Figure VII. 4 Disposition des poutres (vue en plan)	68
Figure VII. 5 Disposition des poutres (vue en travers)	71
Figure VII. 6 Courbes du coefficient de participation K_m^a pour chaque poutre.....	71
Figure VII. 7 Modèle numérique du tablier	75
Figure VII. 8 La poutre la plus sollicitée à l'ELU d'après le modèle numérique	75
Figure VII. 9 La poutre la plus sollicitée à l'ELS d'après le modèle numérique.....	76
CHAPITRE VIII	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET CALCUL DES DEFORMATIONS
Figure VIII. 1 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons.....	83
Figure VIII. 2 Espacements à respecter entre câbles.....	86
Figure VIII. 3 Disposition des câbles en about.....	87
Figure VIII. 4 Conditions constructives sur les câbles.....	87
Figure VIII. 5 Disposition des câbles à mi- travée.....	88
Figure VIII. 6 Tracé des câbles de précontrainte.....	90
Figure VIII. 7 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons.....	103
Figure VIII. 8 Partie tendue de la poutre médiane avec hourdis.....	109
Figure VIII. 9 Ferrailage de la poutre.....	111
Figure VIII. 10 Diagramme du moment dû à la précontrainte.....	114
CHAPITRE IX	ETUDE DU HOURDIS ET DES ENTRETOISES
Figure IX. 1 Modèle numérique du hourdis.....	118
Figure IX. 2 Notation pour la détermination du centre de gravité.....	120
Figure IX. 3 Ferrailage du hourdis.....	126
Figure IX. 4 Disposition des vérins lors d'un changement des appareils d'appui.....	127
Figure IX. 5 Modèle numérique de l'entretoise.....	127
Figure IX. 6 Ferrailage des entretoises de rive.....	128
Figure IX. 7 Ferrailage des entretoises intermédiaires.....	129

CHAPITRE X	EQUIPEMENTS DU PONT
Figure X. 1 constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NFEN1337-3...	130
Figure X. 2 Appareil d'appui choisi.....	139
Figure X. 3 Ferrailage du dé d'appui.....	141
Figure X. 4 Souffle de joint.....	141
Figure X. 5 Joint type Wd.....	142
CHAPITRE XI	ETUDE SISMIQUE
Figure XI. 1 Séisme longitudinal.....	145
Figure XI. 2 Séisme transversal.....	148
Figure XI. 3 Modèle numérique de l'ouvrage pour l'analyse spectral.....	149
Figure XI. 3 Spectre de réponse élastique horizontal (suivant x et y)	149
CHAPITRE XII	ETUDE DE LA PILE
Figure XII. 1 Vue de face et de gauche sur la pile.....	153
Figure XII. 2 Modèle numérique du chevêtre.....	154
Figure XII. 3 Chevêtre sous charge du tablier.....	155
Figure XII. 4 Chevêtre sous surcharge A1.....	155
Figure XII. 5 Chevêtre sous surcharge Bc.....	155
Figure XII. 6 Chevêtre sous surcharge Mc120.....	155
Figure XII. 7 Chevêtre sous surcharge D240.....	156
Figure XII. 8 Moment sur le chevêtre sous combinaison 1.35G+1.6A(l)	156
Figure XII. 9 Moment sur le chevêtre sous combinaison G+1.2A(l)	157
Figure XII. 10 Effort tranchant sur le chevêtre sous combinaison 1.35G+1.6A(l).....	157
Figure XII. 11 Effort tranchant sur le chevêtre sous combinaison G+1.2A(l).....	157
Figure XII. 12 Notation du calcul à la torsion.....	160
Figure XII. 13 Cercle inscrit participant à la torsion.....	161
Figure XII. 14 Ferrailage du chevêtre.....	162
Figure XII. 15 Ferrailage des fûts.....	166
Figure XII. 16 Représentation de la méthode des bielles.....	173
Figure XII. 17 Ferrailage de la semelle.....	175
Figure XII. 18 Ferrailage des pieux.....	176

Figure XIII. 1 Morphologie d'une culée remblayée.....	177
Figure XIII. 2 Dimensions de la culée.....	179
Figure XIII. 3 Représentation du modèle de base de la théorie de Coulomb utilisé dans la méthode simplifiée pseudo-statique de Mononobe-Okabe.....	180
Figure XIII. 4 Effet d'une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève.....	187
Figure XIII. 5 Console courte selon le BAEL.....	190
Figure XIII. 6 Sens d'évaluation des moments agissant le mur frontal.....	191
Figure XIII. 7 Modèle numérique du mur en retour.....	194
Figure XIII. 8 Ferrailage de la culée.....	195



INTRODUCTION GENERALE



Un pont est une construction artificielle permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,...), artificiel (barrages,...) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socioéconomique et même stratégique. L'ingénieur responsable de la conception doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à son expérience.

L'étude doit également être complète et détaillée, non seulement pour pouvoir dimensionner un ouvrage possédant la résistance structurel aux charges de circulations, aux incidents possibles, ou aux éventuelles catastrophes naturelles, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible.

La conception et l'étude d'un pont qui répond aux spécifications citées précédemment, fait l'objet de ce présent mémoire de fin d'étude, en s'appliquant à un pont de 280 m de longueur situé à Annaba et réalisé par l'ENGOA.

Le mémoire est divisé en chapitres qui traitent graduellement les caractéristiques du pont : le premier chapitre concerne des généralités sur les ponts, le deuxième et le troisième portent sur la présentation de l'ouvrage et sa conception, le quatrième et le cinquième sur la définition et le calcul longitudinal des charges, on s'intéresse ensuite à la superstructure en entamant le sixième et le septième chapitre sur les caractéristiques géométriques et l'étude transversal du tablier, le huitième et le neuvième chapitre sur l'étude de la précontrainte dans les poutres et l'étude du hourdis et des entretoises, ensuite vient l'étude de l'infrastructure dans le reste des chapitres en s'intéressant aux appuis (piles et culées) et leurs équipements et à l'étude sismique. On achève alors notre travail par une conclusion générale.



CHAPITRE I

EVOLUTION DES PONTS



I.1- Introduction :

Au fil du temps, la technologie utilisée dans la réalisation des ponts a beaucoup évolué. Des techniques toujours plus innovantes font apparition et améliorent les qualités des ouvrages d'art en permettant de construire des ouvrages plus résistants, plus longs et plus imposants.

I.2- Les ponts primitifs :

La construction de ponts simples en matériaux locaux, destinés à franchir des rivières ou des ravins, a commencé bien avant l'ère commune avec les ponts primitifs qui datent de 850 av. J. -C. et qui sont généralement conçus en pierre et en bois.

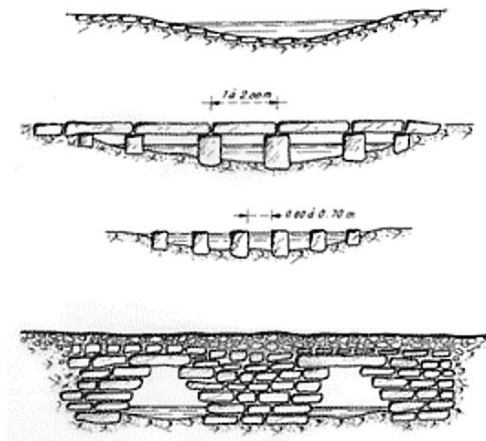


Figure I. 1 Pont primitifs

I.3- Les ponts en bois :

Ce type a été l'un des plus utilisés de l'antiquité jusqu'au 17^{ème} siècle. Depuis les romains en 55 av. J. -C. qui concevaient des ponts pour le passage de troupes, et de chariots lourds jusqu'aux ponts en bois plus modernes conçus plus récemment. La facilité de façonnage, la possibilité d'assemblage et les caractéristiques mécaniques en font un matériau adéquat pour la conception des ponts mais sa vulnérabilité aux incendies et la présence de matériaux plus résistants nous ont poussé vers d'autres technologies.



Figure I. 2 Passerelle en bois en Allemagne

I.4- Les ponts en maçonnerie :

La découverte du ciment par les romains a donné naissance à des ponts beaucoup plus durables dits : en maçonnerie. Ils sont composés de pierres taillées assemblées par le ciment. et sont construits en succession d'arcs (ou voûtes) pour bénéficier de la bonne résistance de la pierre à la compression. Cependant, cette conception limite la portée à un ordre de 50 m.



Figure I. 3 Pont en maçonnerie en Chine

I.5- Les ponts métalliques :

L'acier, ayant de très bonnes caractéristiques mécanique (résistance à la traction, ductilité..) a connu plus d'utilisation avec le développement des techniques de manipulation du fer et de ses alliages. Ainsi, les premiers ponts en acier furent apparition vers la fin du 18^{ème} siècle. Cependant, la présence de cours d'eau étant une des principales raisons de conception des ponts fait que sa vulnérabilité à la corrosion est un facteur limitant dans beaucoup de cas.



Figure I. 4 Pont métallique en Angleterre

I.6- Les ponts en béton armé et en béton précontraint:

Pour bénéficier de la résistance à la compression de la pierre et la résistance à la traction de l'acier, le béton armé a été mis au point. Le mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau à certaines proportions est le principe sur lequel s'appuie la formulation du béton.

L'intégration d'armatures en acier dans les sections de béton donne ainsi le béton armé utilisé jusqu'à nos jours.

En 1928, Eugène FREYSSINET invente le béton précontraint et révolutionne l'industrie des ponts. La précontrainte vise à éliminer ou à limiter la traction dans le béton en appliquant un effort de compression par des câbles fortement tendus. Ce procédé allège la structure et de suite augmente les portées possibles donnant lieu à des franchissements bien plus extrêmes dans des zones géographiques difficiles.



Figure I. 5 Pont en béton précontraint en Allemagne

I.7- Les ponts à câbles :

L'invention de ces ponts revient au 19^{ème} siècle où les ingénieurs sont parvenus à cette solution pour franchir les grandes brèches en utilisant des câbles pour soutenir le tablier et diminuer le nombre de piles. On peut en distinguer deux types :

- **Ponts suspendus :** les éléments porteurs principaux dans ces ponts sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.



Figure I. 6 Pont suspendu aux Etats Unis d'Amérique

- **Ponts à haubans** : les câbles en acier sur ce type de pont sont directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.



Figure I. 7 Pont à haubans au Japon



CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET



II.1- Introduction :

Pour entamer la conception d'un ouvrage il est indispensable d'avoir les données relatives à ce dernier, le présent chapitre sera destiné à exposer ces différentes données et exigences fonctionnelles pour assurer le fonctionnement correct de notre ouvrage, et les données naturelles qui influent sur sa conception.

II.2- Présentation du projet :

II.2.1- Objectif du projet :

Ce pont est intégré sous le cadre de la réalisation d'une pénétrante de 35.7 km de longueur reliant l'autoroute est-ouest à la wilaya du Guelma qui s'étend depuis la commune d'Ain Berda à la ville de Guelma en traversant des terrains agricoles, la pénétrante se caractérise par un profil de 2x3 voies, un tunnel de 1250m et un viaduc de 280m.

II.2.2- Situation du projet :

L'ouvrage d'art se situe à la commune de Selmoun El Hachemi entre la wilaya de Annaba et Guelma et relie les points kilométriques PK 26+926.9622 avec 27+208.11044 et PK26+909.9278 avec 27+189.1921

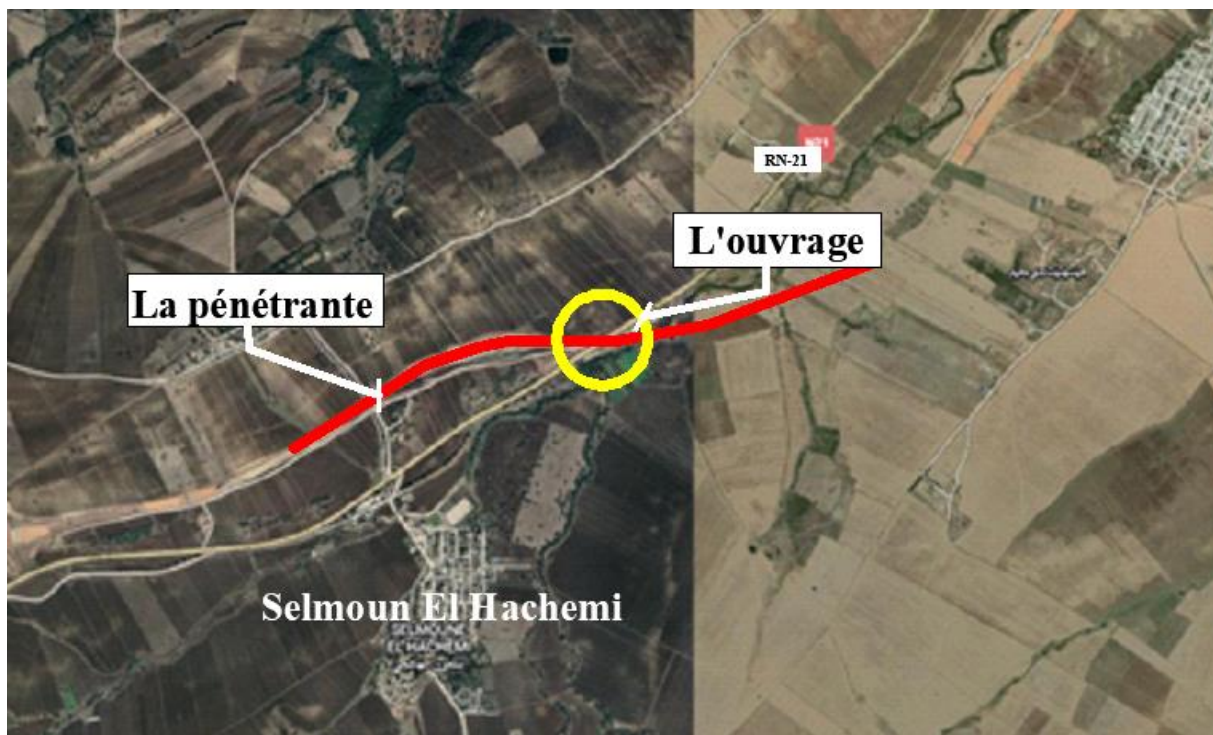


Figure II. 1 Vue satellite du projet

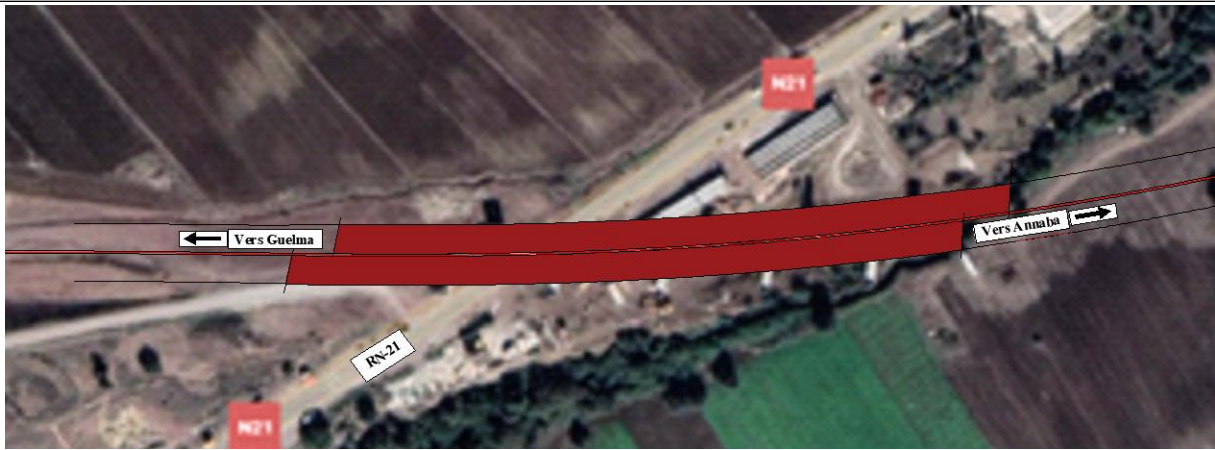


Figure II. 2 Plan de situation

II.2.3- Obstacle à franchir :

Notre ouvrage servira à franchir la RN21 de 2x1 voie, Oued Selmoun et une piste agricole.

II.3- Données géométriques de l'ouvrage :

II.3.1- Tracé en plan :

Le viaduc Selmoun El Hachemi s'étend sur une longueur de 280m avec une courbature de rayon $R=1800m$, le tracé en plan suivant montre une projection sur un plan horizontal du viaduc.

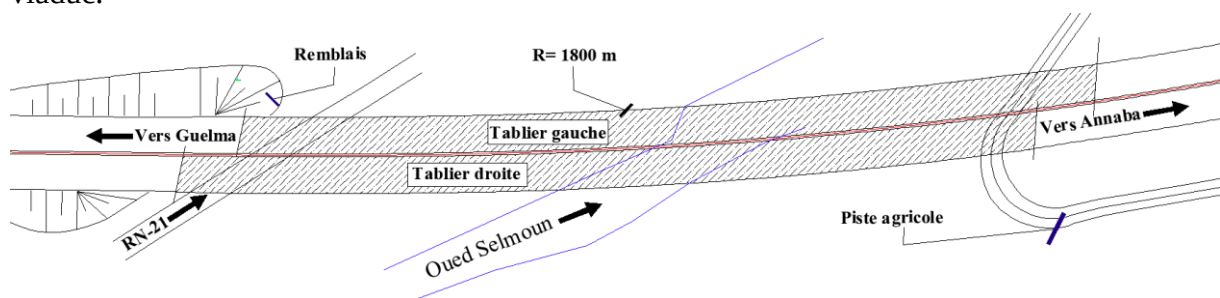


Figure II. 3 Tracé en plan de l'ouvrage

II.3.2- Profil en long :

Le profil en long montre la coupe du terrain naturel suivant l'axe du projet, la ligne rouge de l'axe routier et les différents obstacles à franchir.

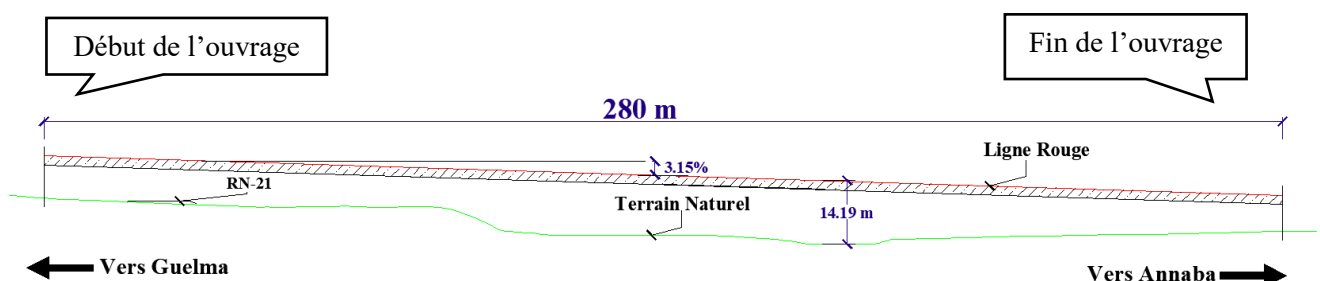


Figure II. 4 Profil en long du projet

II.3.3- Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les caractéristiques du profil en travers du tablier sont:

- Largeur totale : 12 m
- Largeur roulable : $L_R = 11$ m
- Bande d'arrêt d'urgence : 3 m
- Bande dérasée : 1 m
- Nombre de voies de circulations : $N=2$ voies
- Largeur des voies : 3.5 m
- Dévers : 2.5 %

L'absence de trottoirs de service est compensée par la présence des bandes dérasées.

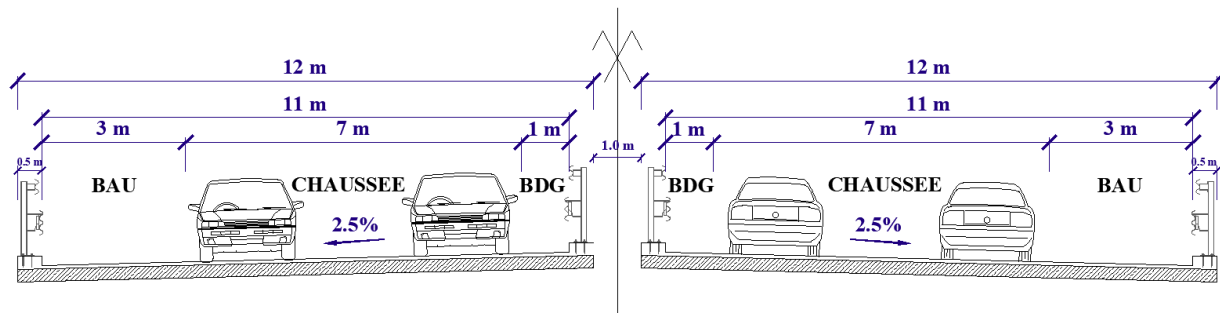


Figure II. 5 Profil en travers de l'ouvrage

II.4- Données naturelles du projet :

II.4.1- Topographie du terrain

A partir du profil en long du terrain naturel et de la topographie générale au voisinage du site d'exécution, le terrain ne présente pas de contraintes qui peuvent gêner le déroulement des travaux.

Oued Selmoun est peu profond, d'une importance et écoulement moindres, le reste du terrain naturel sur le profil du projet a une allure plutôt plate.

II.4.2- Géotechnique du terrain :

II.4.2.1- Essais in situ :

II.4.2.1.1 Sondages carottés :

Quatre sondages carottés ont été effectués sur site dans le cadre de l'étude géotechnique du projet :

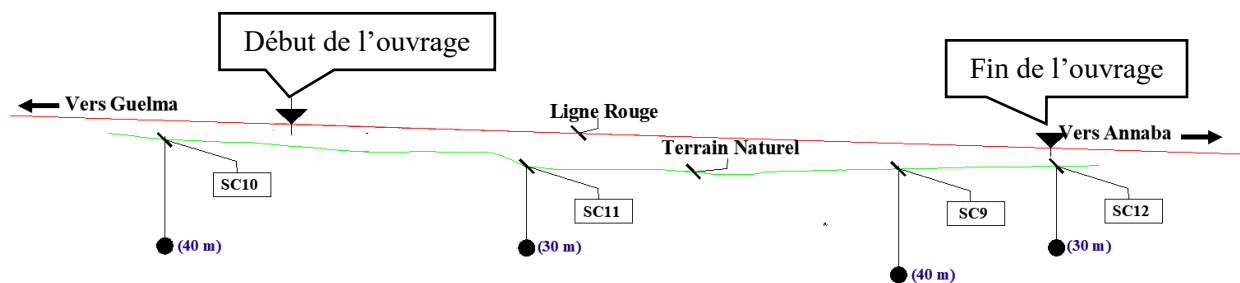
- Deux sondages carottés de 40 ml notés SC09 et SC10.
- Deux autres sondages carottés de 30 ml notés SC11' et SC12' complémentaires de campagne géotechnique.

Tableau II. 1 Coordonnées des sondages carottés

COORDONEES TRAVAUX RECONNAISSANCE:			
	X	Y	Z (ml)
SC09	372642	4054681	40
SC10	372390	4054681	40
SC11'	372523	4054686	30
SC12'	372718,848	4054699,581	30

Les sondages carottés permettent de déterminer la nature des formations en place et de récupérer des échantillons intacts transmis au laboratoire pour subir les différents essais physiques et mécaniques.

Les positions de ces sondages carottés par rapport au profil en long de notre ouvrage sont précisées sur la figure suivante :

**Figure II. 6 Positions des sondages carottés**

Les couches identifiées par les sondages carottés sont les suivantes :

Sondage SC09 :

0.00 – 0.40 m : Terre végétale

0.40 – 6.50 m : Alluvions constituées de blocs et galets siliceux (grès très dur), cimentées par endroit par des sables fins argileux de couleur jaunâtre claire

6.50 – 40.00 m : Argilite de couleur rouge et verdâtre

Sondage SC10:

0.00 – 0.60 m : Terre végétale

0.60 – 40.00 m : Argilite de couleur rouge et verdâtre

Sondage SC11':

0.00 – 0.40 m : Argile limono-caillouteuse brunâtre.

0.40 – 1.70 m : Argile limono-caillouteuse verdâtre.

1.70 – 5.00 m : Argilite gravelo-caillouteuse grise brunâtre renfermant des fragments centimétriques de grès calcaire.

5.00 – 30.00 m : Alternances d'argile indurée et des grès calcaires rougeâtre à verdâtre par endroit, avec des inclusions blanchâtres et des surfaces lustrées, des bancs de calcaire gréseux très durs sous forme de fragments par endroit de moyenne à bonne qualité de couleur grise claire

Sondage SC12':

0.00 – 2.00 m : Argile limono-caillouteuse brunâtre.

2.00 – 2.80 m : Argile marno-caillouteuse brunâtre à verdâtre.

2.80 – 30.00 m : Alternances d'argile indurée renfermant des inclusions blanchâtres avec des surfaces lustrées et des bancs de grès calcaire très durs sous forme de fragments grise claire de moyenne a bonne qualité.

II.4.2.1.2 Sondages pressiométriques :

Quatorze (14) sondages pressiométriques de 40ml notés SP10, SP11, SP12, SP13, SP14, SP15, SP16, SP17, SP18, SP19, SP20, SP21, SP22, SP23 , et quatre (04) sondages pressiométriques de 30ml notés SP24', SP25' , SP26' et SP27' pour compléter la campagne géotechnique.

Tableau II. 2 Coordonnées des sondages pressiométriques

COORDONEES TRAVAUX RECONNAISSANCE:				COORDONEES TRAVAUX RECONNAISSANCE:			
	X	Y	Z (ml)		X	Y	Z (ml)
SP10	372642	4054681	40	SP19	372539	4054670	40
SP11	372639	4054690	40	SP20	372498	4054669	40
SP12	372604	4054687	40	SP21	372458	4054671	40
SP13	372564	4054686	40	SP22	372418	4054672	40
SP14	372523	4054686	40	SP23	372390	4054681	40
SP15	372483	4054686	40	SP24'	372655,482	4054679,442	30
SP16	372442	4054687	40	SP25'	372675,16	4054694,782	30
SP17	372605	4054671	40	SP26'	372699,034	4054684,193	30
SP18	372579	4054669	40	SP27'	372718,848	4054699,581	30

Les positions de ces sondages pressiométriques par rapport au profil en long de notre ouvrage sont précisées sur la figure suivante :

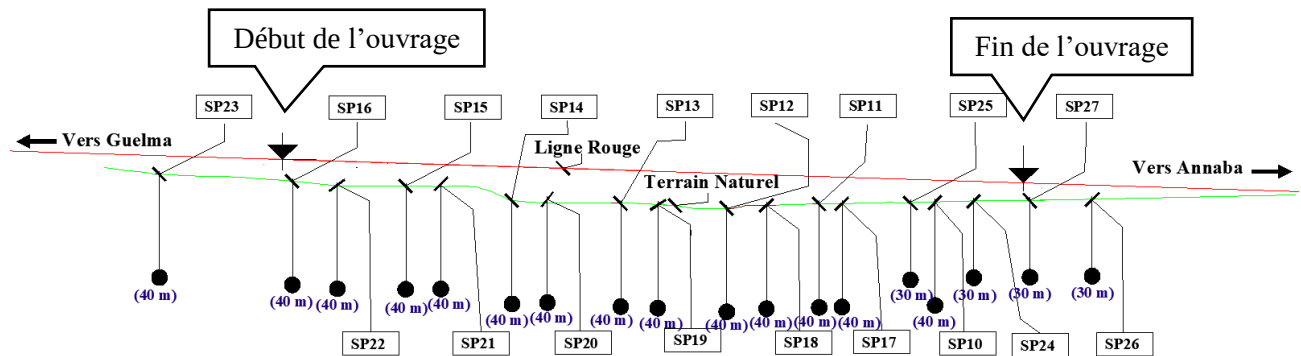


Figure II. 7 Positions des sondages pressiométriques

II.4.2.1.3 Levés piézométriques :

Les différents relevés piézométriques effectués chaque semaine sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II. 3 Levés piézométriques par rapport au terrain naturel actuel

N° de Sondage	Levé piézométrique par rapport au niveau du terrain naturel actuel						
	10.10.2015	14.10.2015	17.10.2015	20.10.2015	10.11.2015	01.12.2015	19.12.2015
Sc 09 – PK 27+00	4.80 m/TN	/	6.00 m/TN	5.30 m/TN	4.80 m/TN	/	4.70 m/TN
Sc 10 – PK 27+00	5.40 m/TN	/	5.50 m/TN	5.45 m/TN	5.40 m/TN	/	0.40 m/TN

Sondage carotté	Par rapport au niveau du terrain naturel actuel
SC 11	Obstruit par les travaux de réalisation des pieux
SC 12	3 ^m .30 / TN

Nb: Lors de la réalisation des pieux au niveau du viaduc Selmoun El Hachemi aucune présence d'eau n'a été détectée.

Les levés piézométriques nous permettent de connaître le niveau de la nappe phréatique représentée sur la figure suivante (mesure défavorable prise en compte pour chaque levé) :

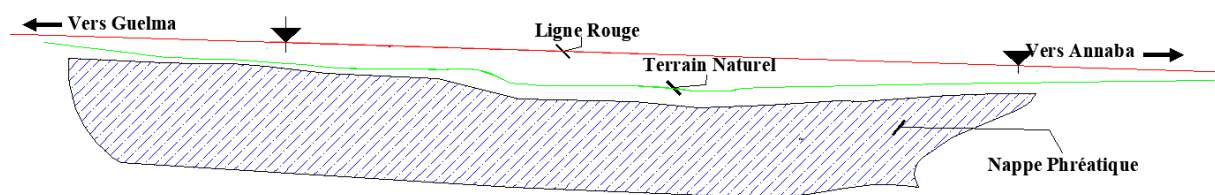


Figure II.8 Niveau de la nappe phréatique

Les essais in situ nous permettent d'identifier les différentes couches qui composent le sol environnant notre projet, la coupe lithologique suivante est une reconstitution graphique de ces différentes couches géologiques :

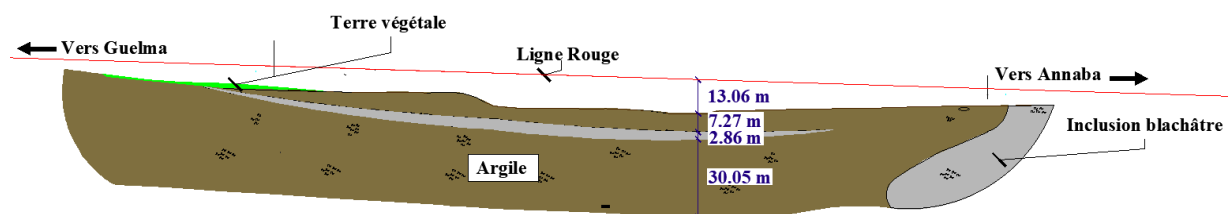


Figure II.9 Coupe lithologique du site

La composition du sol est généralement argileuse avec des couches d'inclusions blanchâtres calcaires.

II.4.2.2- Essais au laboratoire :

Les échantillons prélevés sur site ont été transmis au laboratoire pour effectuer les essais suivants :

-Analyse granulométrique, essais physiques et limites d'Atterberg :

Tableau II. 4 Résultats des essais au laboratoire

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique			Essais physiques				Limites d'Atterberg			
		< 2 mm	< 80 μ	< 4 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	W_l (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c
Sc 09 PK 7+309 PK 27+000 DEX	21.30 – 21.60	65.95	59.60	39.05	13.24	2.02	1.78	69.03	42.37	21.67	20.70	1.40
	31.10 – 31.50	Echantillon non soluble après 02 jours d'imbibition			9.99	2.25	2.05	84.80	Echantillon non soluble après 02 jours d'imbibition			
Sc 10 PK 7+309 PK 27+000 DEX	5.50 – 5.85	100	99.63	70.06	14.06	2.06	1.81	77.04	47.25	25.22	22.03	1.50
	12.20 – 12.70	96.80	94.08	64.59	13.98	2.06	1.81	76.64	69.79	34.42	35.37	1.57
	30.40 – 30.80	81.41	58.97	39.12	22.36	2.05	1.68	99.29	34.28	18.97	15.31	0.77
Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique			Essais physiques				Limites d'Atterberg			
		< 2 mm	< 80 μ	< 4 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	W_l (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c
Sc 11' PK 27+000	12.50 – 13.00	94.77	90.04	49.94	14.47	2.14	1.87	88.00	52.12	23.51	28.61	1.31
	17.50 – 18.10	100	98.66	79.19	16.76	2.09	1.79	89.00	54.95	26.61	28.34	1.34
	27.10 – 27.50	Non soluble après 48 ^{heures} voir photo des essais annulés en annexes			14.61	2.18	1.90	93.00	Non soluble après 48 ^{heures} voir photo des essais annulés en annexes			
	28.75 – 29.20				12.51	2.28	2.03	100				
Sc 12' PK 27+000	8.00 – 8.30	90.37	87.17	47.14	22.05	1.97	1.61	88.00	49.21	22.25	26.96	1.00
	15.50 – 15.90	Non soluble après 48 ^{heures} voir photo des essais annulés en annexes			14.93	1.95	1.69	68.00	Non soluble après 48 ^{heures} voir photo des essais annulés en annexes			
	18.50 – 18.85				22.57	2.08	1.70	100				

Ces essais ont permis de classer les échantillons selon la norme XP P 94-011 :

SC09 : Sol fin, non saturé, dense à très dense, peu plastique et dur.

SC10 : Sol fin, non saturé, dense à très dense, peu plastique à plastique et dur à très ferme.

SC11' : Sol fin, non saturé à saturé en profondeur, très dense, plastique et dur.

SC12' : Sol fin, non saturé à saturé en profondeur, dense, plastique et dur.

-Essais mécaniques (compressibilité à l'oedomètre, cisaillement de type rectiligne (CD) et essai triaxial):

Tableau II. 5 Résultats des essais au laboratoire (2)

N° sondages	Profondeur (m)	Compressibilité à l'oedomètre			Essais de cisaillement de type rectiligne (CD)		Résistance à la compression (RC) en bars	Essai triaxial de type CD			
		C _g (%)	C _c (%)	P _c (bars)	C (bars)	φ (°)		C (bars)	φ (°)	C' (bars)	φ' (°)
Sc 09 PK 7+309 PK 27+000 DEX	21.30 – 21.60	Echantillon très compacte impossible à tailler					/	/	/	/	/
	31.10 – 31.50	très compacte impossible à tailler					/	/	/	/	/
Sc 10 PK 7+309 PK 27+000 DEX	5.50 – 5.85	3.20	16.70	1.14	échantillon friable		/	/	/	/	/
	12.20 – 12.70	4.10	11.80	3.18	Présence de cailloux		/	/	/	/	/

N° sondages	PK	Profondeur (m)	Compressibilité à l'oedomètre			Essais de cisaillement de type rectiligne (CD)		Résistance à la compression (RC) en bars	Essai triaxial de type CU+U			
			C _g (%)	C _c (%)	P _c (KPa)	C (KPa)	φ (°)		C (Kpa)	φ (°)	C' (Kpa)	φ' (°)
Viaduc Selmoun El Hachemi	Sc 11 PK 27+000	12.50 – 13.00	4.70	16.00	100	16.98	21.40	/	/	/	/	/
		17.50 – 18.10	/	/	/	7.04	25.90	/	L'échantillon s'effrite au taillage			
		27.10 – 27.50	Echantillon très compact impossible à tailler					/	Echantillon très compact			
		28.75 – 29.20	Impossible à tailler			/	/	/	Très compact impossible à tailler			
	Sc 12 PK 27+000	8.00 – 8.30	1.30	19.70	67.00	L'échantillon s'effrite		/	L'échantillon s'effrite au taillage			
		15.50 – 15.90	Echantillon très compact impossible à tailler					/	Très compact impossible à tailler			
		18.50 – 18.85	5.60	20.30	159	67.90	17.00	/	Très compact impossible à tailler			

L'interprétation de ces résultats permet d'apprécier l'état mécanique du sol porteur :

SC09 : Essais impossibles à réaliser.

SC10 : Sol sousconsolidé à surconsolidé, moyennement compressible et peu gonflant.

SC11' : Sol sousconsolidé, moyennement compressible et gonflant.

SC12' : Sol sousconsolidé, moyennement compressible à assez compressible et non gonflant à gonflant.

-Analyse chimique sur les échantillons de sol :

D'après les résultats de l'analyse chimique sommaires effectuée sur des échantillons de sol à différentes profondeurs, ce dernier présente une faible concentration en chlorure et des traces en sulfate, et selon la norme EN-206-2000 qui présente les différents degrés d'agressivité du béton, notre environnement peut être classé de **faible agressivité**.

-Analyse chimique sur l'eau :

L'analyse chimique effectuée sur un échantillon d'eau prélevé au niveau de l'ouvrage d'art viaduc Selmoun El Hachemi présentant de faible concentration en sulfates, ce qui nous permet de la classer comme **eau non agressive** d'après la norme EN 206-1.2000.

II.4.2.3- Conclusion et avis du LCTP :

- Vue l'absence d'agressivité sur le béton (des traces de sulfates) donc il n'y a pas de nécessité d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (CRS).
- Le deuxième facteur qui présente un risque est la présence des chlorures (NaCl) par rapport aux aciers, nous préconisons un enrobage de 5cm au minimum (recommandation BAEL); en plus les recommandations de la norme 206-2000 tableau F.1:

Faible agressivité chimique(XA1) $\left\{ \begin{array}{l} E/C < 0.55 \\ \text{Classe de résistance C30/37} \\ \text{Un dosage de ciment au minimum de 30Kg/m}^3 \end{array} \right.$

- Compte tenu de la nature du sol qui présente une relative hétérogénéité et de l'importance de l'ouvrage, le Laboratoire Central des Travaux Publics propose ce type de fondation : Fondations profondes de type pieux forés.

II.4.3- Sismicité du site :

Sismicité du site : La région de Guelma est située dans la zone (IIa) de moyenne sismicité, la conception et la réalisation des projets devront tenir en compte la sismicité de la région et au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

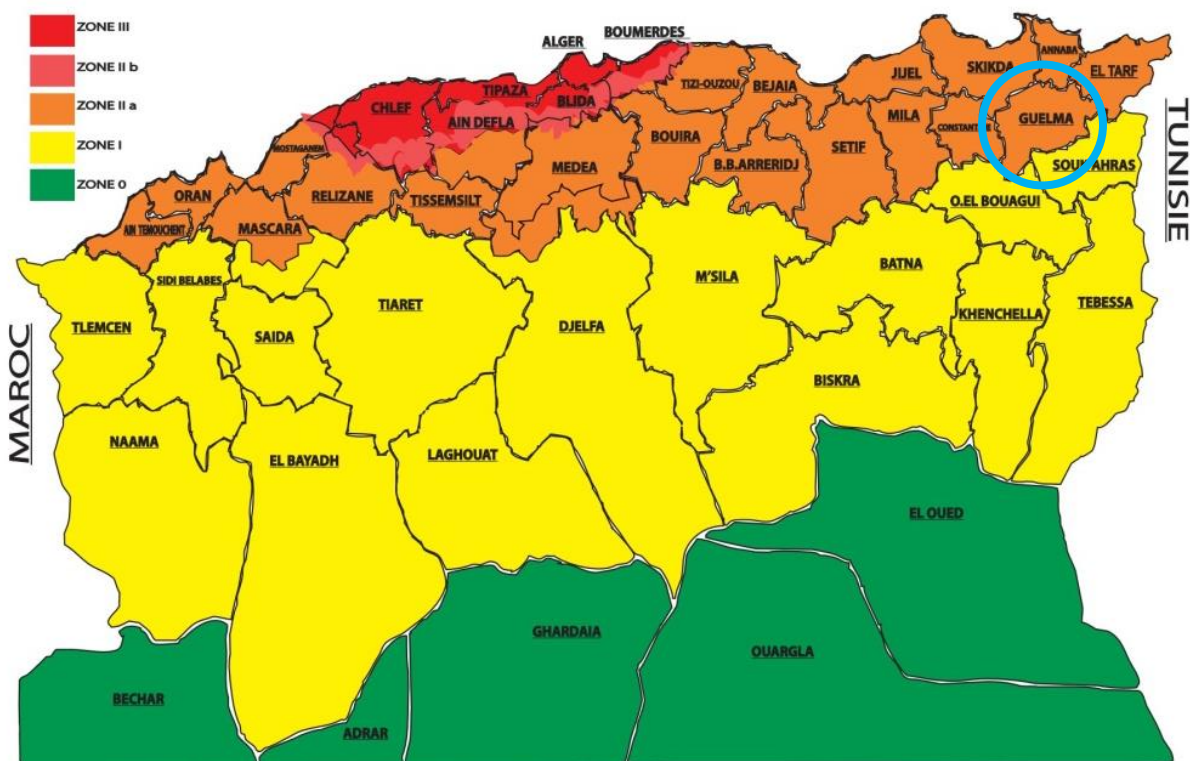


Figure II. 10: Carte de zonage sismique de l'Algérie RPOA 2008

En outre, le viaduc Selmoun El Hachemi devrait appartenir au groupe 2 d'importance des ponts selon le RPOA Chapitre 2.2. Cependant, selon le rapport géotechnique, le maître de l'ouvrage exige un classement en groupe 1.

Tableau II. 6: Importance du pont (RPOA 2008)

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Ces deux données de base déterminent les coefficients d'accélération de calcul à utiliser selon le tableau suivant : $A=0,25g$.

Tableau II 7: Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

II.5- Conclusion :

Les données du projet présentées dans ce chapitre nous permettront de faire les choix techniques adéquats pour le fonctionnement du projet et son intégration dans son environnement naturel.



CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT



III.1- Introduction :

La conception est une étape qui impose le choix du type d'ouvrage, de la section à utiliser, du nombre de travées et de leurs longueurs. Le présent chapitre sera destiné à présenter les différentes variantes possibles de la superstructure et ensuite d'en choisir celle qui convient le plus aux exigences fonctionnelles et naturelles du franchissement tout en prenant en compte l'économie du projet.

III.2- Critères de choix du type d'ouvrage :

Le critère principal qui influe sur le choix du type de superstructure à adopter est la portée maximale à franchir.

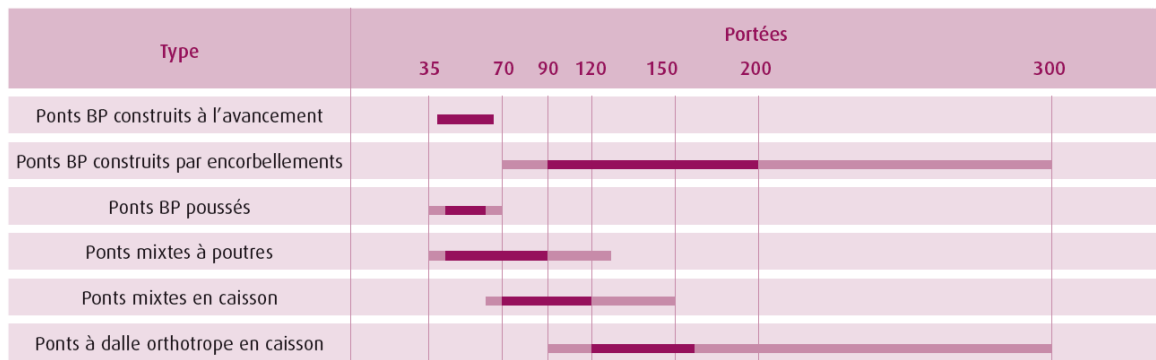


Figure III. 1: Domaines d'emploi des différentes structures d'ouvrage d'art¹

Néanmoins, d'autres critères propres à l'ouvrage sont à considérer :

- Les contraintes d'implantation des piles (sur la route, l'oued et la piste agricole).
- La géométrie en plan (courbe, biais).
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- Maîtrise de la technique de mise en œuvre.
- Systèmes de mise en place des éléments.
- Utilisation.
- Mode mécanique d'appui (isostatique, hyperstatique).

III.3- Présentation des variantes du projet

Les variantes proposées pour notre projet sont :

- Pont à poutres en béton précontraint par post tension.
- Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont à tablier mixte acier-béton.

Notre choix s'est porté sur ces trois variantes pour les raisons suivantes :

- Techniques répandues en Algérie.
- Possibilité d'adaptation des portées aux obstacles.
- Disponibilité des matériaux de construction.

¹ SETRA Ponts mixtes acier-béton guide de conception durable.

III.3.1- 1^{ère} variante : Pont à poutres en béton précontraintes par post tension

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée, ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe à haute gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

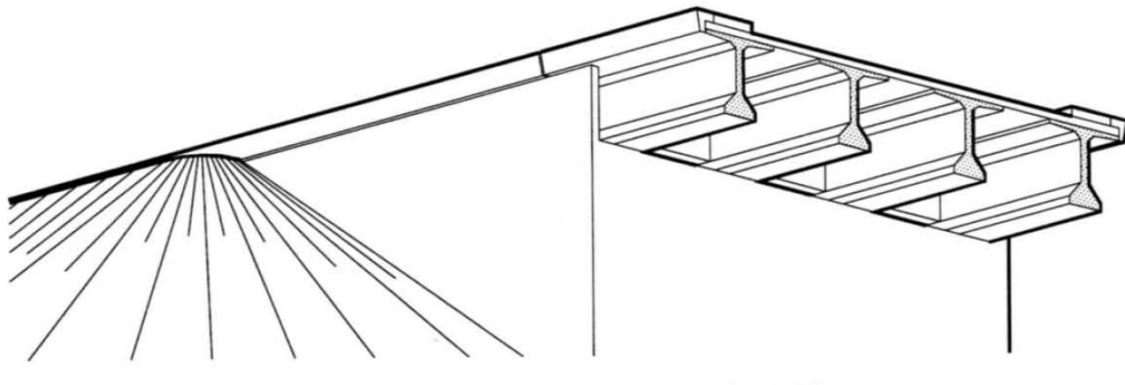


Figure III. 2: Morphologie d'un pont à poutres précontraintes

III.3.1.1- Conception longitudinale :

L'implantation des piles se fera en prenant en compte :

- Les portées optimales d'utilisation des poutres précontraintes en post tension
- Les contraintes d'implantation sur site (route, oued)
- Les longueurs disponibles sur le marché algérien

On propose pour cette variante 7 travées identiques de 40m de longueur pour une longueur totale du projet de 280m.

III.3.1.2- Conception transversale :

Nombre de poutres :

L'entraxe varie entre 2.5 m et 3.5

On choisit un entraxe de 2.5 m. Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement.

$$n = \frac{l}{e} + 1 = \frac{12}{2.5} + 1 \approx 6 \text{ poutres}$$

Prédimensionnement :

Le prédimensionnement est fait selon les documents suivants :

- SETRA *Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.*
- Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO *Conception des ponts.*

- **Élancement des poutres :**

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis). La portée de nos poutres étant $l = 40m$ et en fixant l'élancement à: $h_t/l = 1/17$, on obtient : $h_t = \frac{40}{17} \approx 2.35 m$.

- **Épaisseur de l'hourdis supérieur h_0 :**

L'épaisseur usuel du hourdis est de l'ordre de : $20 cm \leq h_0 \leq 30 cm$.

On prend : $h_0 = 25 cm$

- **Hauteur des poutres h_p :**

La hauteur des poutres est déduit de la hauteur totale obtenue par l'élancement et l'épaisseur du hourdis supérieure :

$$h_p = h_t - h_0 = 2.35 - 0.25 = 2.1 m$$

- **Épaisseur de l'âme en zone médiane:**

L'épaisseur des âmes dans le cas d'un coffrage métallique, où la vibration est externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage, peut descendre jusqu'au minimum de 20 ou 22 cm. Toutefois, une épaisseur au moins trois fois le diamètre du conduit des câbles de précontrainte est à envisager. On préconise une épaisseur assez suffisante pour accueillir les gaines des câbles de précontrainte de diamètre $\varnothing = 8 cm$.

$$E_a \geq 3\varnothing$$

Donc :

$$E_a \geq 3 \times 8$$

On prend : $E_a = 24 cm$.

- **Largeur de la table de compression b :**

La largeur de la table de compression est au minimum égale à 60% de la hauteur de la poutre : $b \geq 0.6 h_p$ avec $0.6 h_p = 1.26 m$.

Donc on opte pour une largeur $b = 1.3 m$.

- **Epaisseur de la table de compression :**

L'hourdis à utiliser étant un hourdis général coulé sur les poutres, l'épaisseur extrême de la table de compression est aussi faible que possible. On opte l'épaisseur $E_c = 10 cm$ qui pourra assurer la bonne mise en place des armatures passives.

- **Pente inférieure de la table :**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15. On opte pour une pente $i = 1/10$.

- **Gousset supérieur :**

Ce gousset est une jonction entre la table de compression et l'âme, il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme, la bonne mise en œuvre du béton et le logement des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 15cm x 15cm avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

- **Largeur du talon :**

Le talon représente la fibre inférieure de la poutre et est dimensionné par rapport à la flexion. Il doit aussi permettre le logement des câbles de précontraintes en respectant l'enrobage et l'espacement.

Pour un ouvrage normalement élancé au 1/17, la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 à 4 m.

On opte pour une largeur $b_0 = 0.6 \text{ m}$.

- **Epaisseur du talon :**

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

On opte pour une épaisseur : $E_{tal} = 0.2 \text{ m}$ pour assurer le bon logement des câbles de précontrainte.

- **Le gousset inférieur :**

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5.

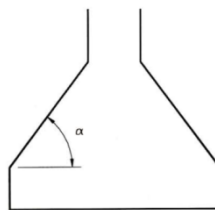


Figure III. 3: Forme du talon

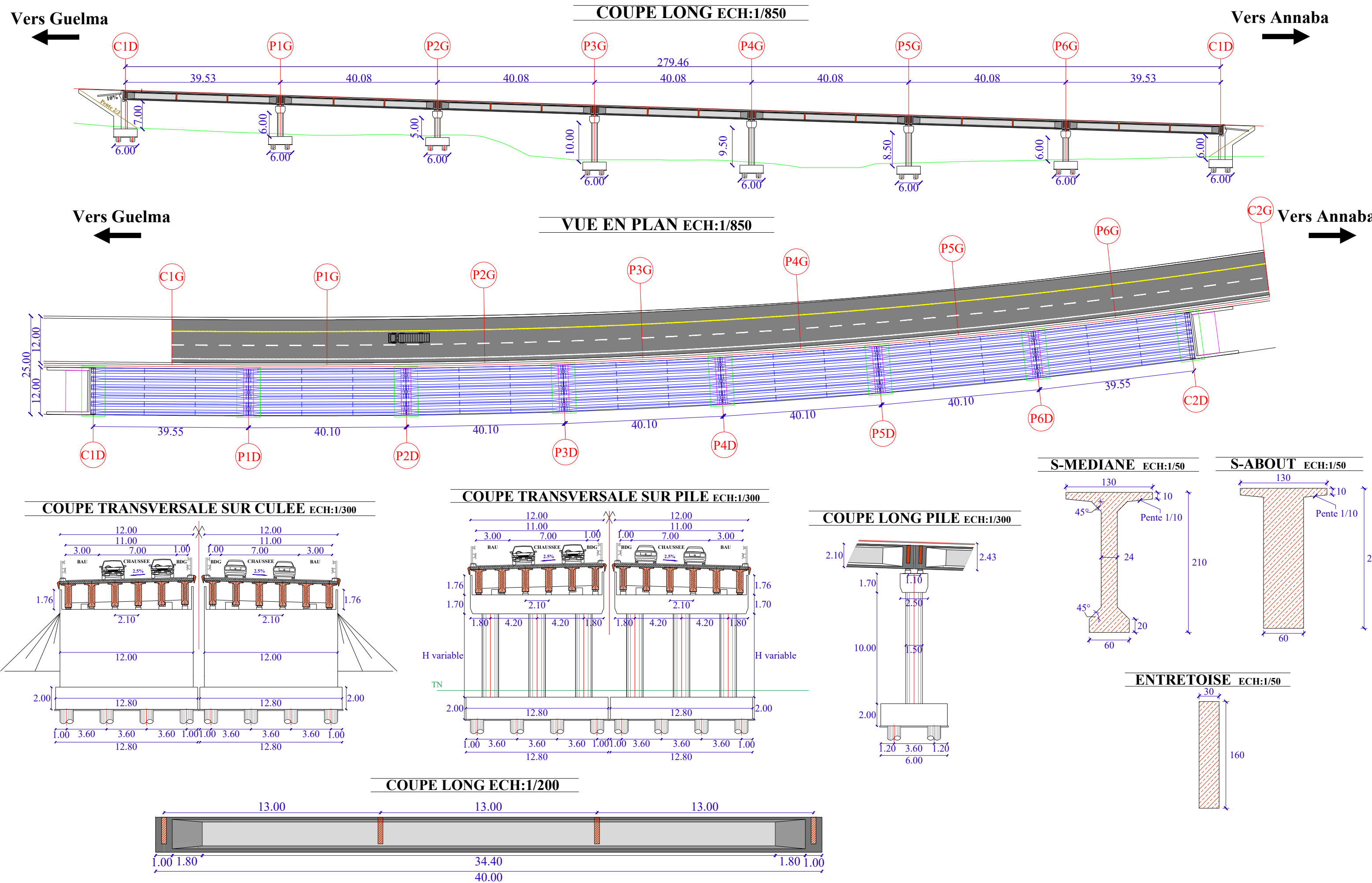
On opte pour un angle $\alpha = 45^\circ$.

- **Entretoise :**

Les entretoises ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres tout en laissant une marge d'accessibilité d'environ 0.4 m pour un éventuel changement des appareils d'appui.

$$h_{entr} = h_p - 0.4 = 2.1 - 0.4 = 1.7 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur minimale $e_{entr} = 0.3 \text{ m}$ pour loger les armatures que nous calculerons par suite. 2 entretoises seront placées aux rives et 2 autres seront placées en intermédiaire pour répartir le moment maximal due à notre portée relativement importante.



III.3.2- 2^{ème} variante : Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs construits symétriquement par rapport à une pile.

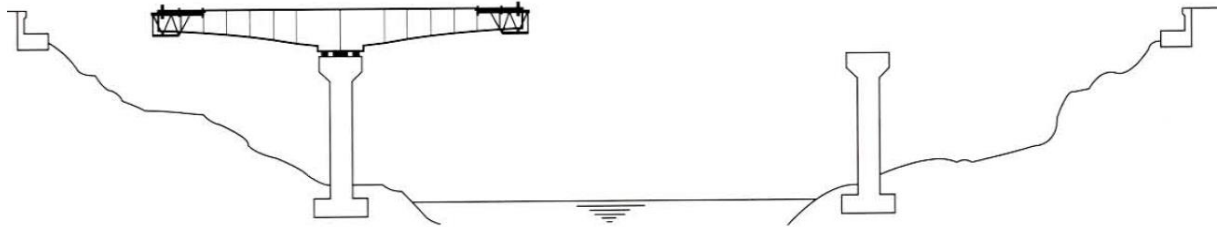


Figure III. 4: Principe d'exécution d'un pont par encorbellements successifs

Le document utilisé pour la conception de cette variante : SETRA *Guide de conception Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*.

III.3.2.1- Conception longitudinale :

- Répartition des travées :

Le domaine d'emploi de ce type d'ouvrage englobe les portées comprises entre 40m et 200m. Pour les portées inférieure à 65/75m la hauteur des voussoirs est gardée constante, au-delà de cette portée, une hauteur variable sera plus avantageuse par rapport à la précontrainte, au poids et au coût.

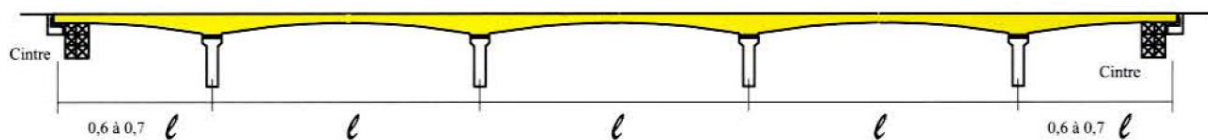


Figure III. 5: Répartition des travées d'un pont en voussoirs

On propose pour cette variante 5 travées où la travée principale est de 65 m de longueur, ajustée à 67.2 m après découpage en voussoirs, et les travées de rive sont de 41 m de longueur pour une longueur totale de l'ouvrage de 283.6 m.

Avec une portée principale inférieure à 75 m la meilleure conception à adopter est à hauteur constante.

Les travées de rive sont 7.4 m plus longues qu'un demi-fléau, cette longueur sera construite sur cintre puis rattachée par clavage.

- **Découpage en voussoirs :**

La longueur des voussoirs est déterminée en fonction de la position des voussoirs par rapport au fléau, la figure suivante démontre les trois types de voussoirs à mettre en place

- **Voussoir courant :**

Le principal facteur de limitation de longueur des voussoirs courants préfabriqués est le poids propre. Elle varie généralement entre 3 et 4 m pour une portée et une largeur modestes (65 et 12 m pour notre variante). On opte pour une longueur $l_{vc} = 3 \text{ m}$.

- **Voussoir sur pile :**

La longueur totale du VSP doit être au moins égale à deux fois la longueur d'un voussoir courant et l'augmenter d'une marge de 0.5 à 1 m.

$$l_{vsp} \geq 2 l_{vc} + 1$$

Ce qui donne :

$$l_{vsp} \geq 7 \text{ m}$$

Toutefois, pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose. On découpe donc le VSP en deux ou trois parties assemblées par précontrainte.

On prend une valeur $l_{vsp} = 7.5 \text{ m}$ découpée en trois parties égales de 2.5 m.

- **Voussoir de clavage :**

Dans notre cas de voussoirs préfabriqués, la longueur du voussoir de clavage ne dépasse pas 15 à 20 cm et est exécuté en béton non-armé.

On prend $l_{clav} = 0.2 \text{ m}$.

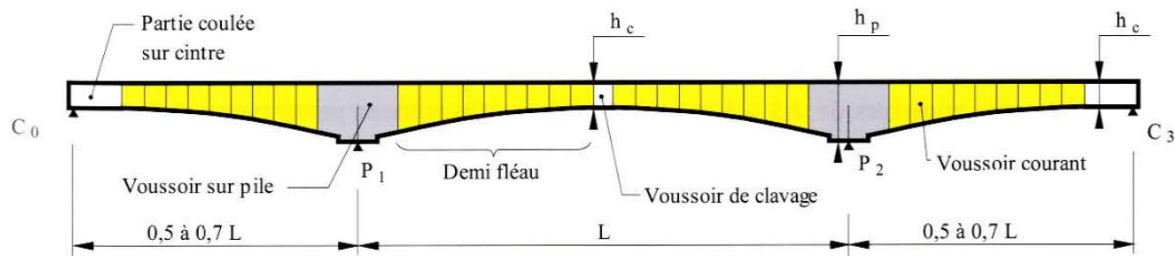


Figure III. 6: Différentes parties du découpage en voussoirs

- **Nombre de voussoirs :**

Sur pile : $n_{VSP} = n_{piles} \times n_{VSP/pile} = 4 \times 3 = 12$

Clavage : $n_{clavages} = 5$ (2 sur culées et 3 intermédiaires)

Courant : $n_{Vcourants} = 80$

Total : 80 voussoirs.

III.3.2.2- Conception transversale :

Dans ce qui suit on procède au prédimensionnement des différents éléments constitutifs de notre voussoir monocellulaire, la figure ci-dessous précise les notations utilisées :

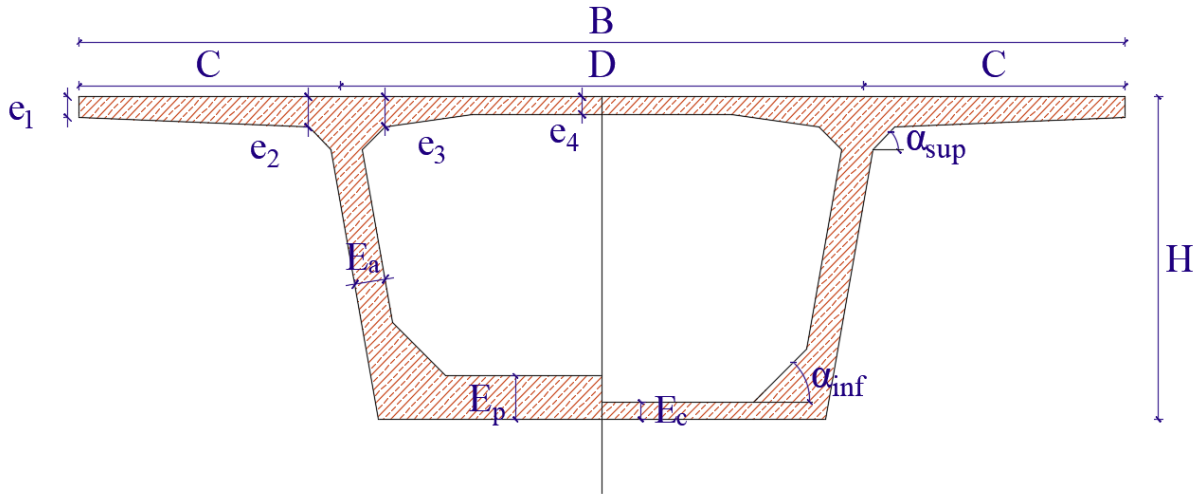


Figure III.7: Notation des éléments de prédimensionnement d'un voussoir

- **Hauteur sur pile :**

La hauteur sur pile est en général comprise entre 1/16 et 1/18 de la longueur de la travée principale :

$$\frac{l}{18} \leq h_p \leq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{65}{18} \leq h_p \leq \frac{65}{16} \Rightarrow 3.61 \text{ m} \leq h_p \leq 4.06 \text{ m}$$

On opte pour une hauteur $h_p = 3.7 \text{ m}$.

- **Largeur du hourdis supérieure :**

La largeur du hourdis dépend de la largeur de la chaussée et des équipements à porter, dans notre cas on adopte une largeur $B = 12 \text{ m}$.

- **Implantation des âmes :**

Dans un voussoir simple les âmes sont implantées au quart de la largeur du voussoir, dans notre cas elles seront implantées à $C = 3 \text{ m}$.

L'entraxe des âmes est alors: $D = B - 2C = 6 \text{ m}$.

- **Epaisseur du hourdis supérieure :**

Dans le cas d'utilisation d'une barrière normale BN4, l'épaisseur en extrémité à retenir est au minimum de 24 cm. On retient $e_1 = 0.24 \text{ m}$.

L'épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement est pour un hourdis en béton armé entre 1/8 et 1/7 de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset, nous majorons cette largeur en l'estimant égale à la distance d'implantation des âmes C .

$$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$$

$$\frac{3}{8} \leq e_2 \leq \frac{3}{7}$$

Ce qui place cette épaisseur dans l'intervalle : $0.375 \text{ m} \leq e_2 \leq 0.428 \text{ m}$. Vu que le voussoir utilisé est en béton précontraint est que nous avons majoré la largeur à considérer, on opte pour une épaisseur $e_2 = 0.35 \text{ m}$.

L'épaisseur à mi- portée peut varier entre $\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$ ce qui place cette épaisseur dans l'intervalle :

$$\frac{6}{30} \leq e_4 \leq \frac{6}{25}$$

$$0.2 \leq e_4 \leq 0.24$$

On considère : $e_4 = 0.2 \text{ m}$.

L'épaisseur à l'encastrement peut être estimée par :

$$e_3 = 0.1 + \frac{D}{25} = 0.34 \text{ m}$$

Cette épaisseur doit également vérifier les conditions :

$$e_3 \geq e_2 - 0.1 \Rightarrow e_3 \geq 0.25 \text{ m}$$

$$e_3 \geq 1.5 e_4 \Rightarrow e_3 \geq 0.3 \text{ m}$$

Ces deux conditions sont satisfaites par l'estimation $e_3 = 0.34 \text{ m}$

- **Epaisseur des âmes :**

L'épaisseur des âmes dans le cas courant peut être estimée par la formule :

$$E_a = \frac{L}{275} + 1.25 \frac{B}{L} - 0.125 \Rightarrow E_a = \frac{65}{275} + 1.25 \frac{12}{65} - 0.125$$

L étant la portée principale en mètres.

Ce qui donne une épaisseur $E_a = 0.35 \text{ m}$.

Ces âmes sont généralement inclinées pour faciliter le décoffrage et réduire la largeur des têtes de piles. Cette inclinaison étant couramment entre 10 et 30%. On adopte une inclinaison $i_a = 22\%$ pour un angle d'inclinaison de 10° .

- **Epaisseur du hourdis inférieur :**

Au niveau des encorbellements à mi- travée, l'épaisseur du hourdis inférieure sera aussi mince que possible (0.18 à 0.22 m) pour réduire le poids propre du voussoir. On considère une épaisseur $E_c = 0.2 \text{ m}$.

L'épaisseur maximale du hourdis inférieur est au niveau de la pile, où la limitation de la compression en fibre inférieur est le facteur déterminant. Cette valeur varie de 0.35 à 0.8 m.

Comme la portée principale est assez modeste, et que nous avons choisis de concevoir un ouvrage à hauteur constante où le voussoir ne devra pas résister transversalement à la poussée au vide, nous avons opté pour une valeur plutôt proche de la limite inférieure de l'épaisseur recommandée. On retient $E_p = 0.5 \text{ m}$.

La variation de l'épaisseur suivra une loi parabolique :

$$E(x) = E_c + (E_p - E_c) \left(\frac{2x}{l} \right)^2$$

La figure suivante présente la variation sur une longueur d'un demi fléau :

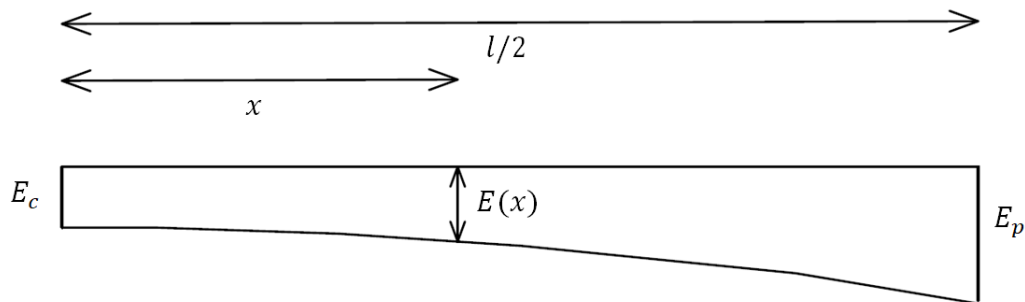


Figure III. 8: Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure du clavage au voussoir sur pile

On obtient alors l'épaisseur à l'abscisse de chaque coupe :

Tableau III. 1 : Epaisseur du hourdis inférieur

x (m)	E(x) (m)
0,1	0,20
3,1	0,20
6,1	0,21
9,1	0,22
12,1	0,24
15,1	0,26
18,1	0,29
21,1	0,32
24,1	0,35
27,1	0,40
30,1	0,44

- **Goussets:**

Les goussets supérieurs assurent l'épaississement de l'hourdis dans les zones critiques, la facilité du bétonnage et le bon logement des câbles de précontrainte.

Le contour intérieur étant rectiligne, la valeur de l'angle α est généralement comprise entre 30 et 45°. Le contour extérieur est souvent circulaire pour des raisons esthétiques.

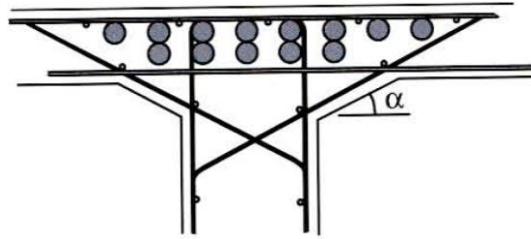


Figure III. 9: Gousset supérieur du voussoir

On considère $\alpha_{sup} = 45^\circ$.

Les goussets inférieurs assurent l'écoulement du béton et évitent la formation de nid de cailloux et les défauts de bétonnage. Leur pente est comprise entre 40 et 45°.

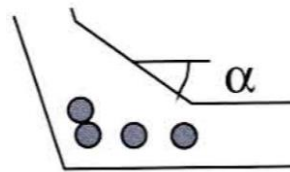
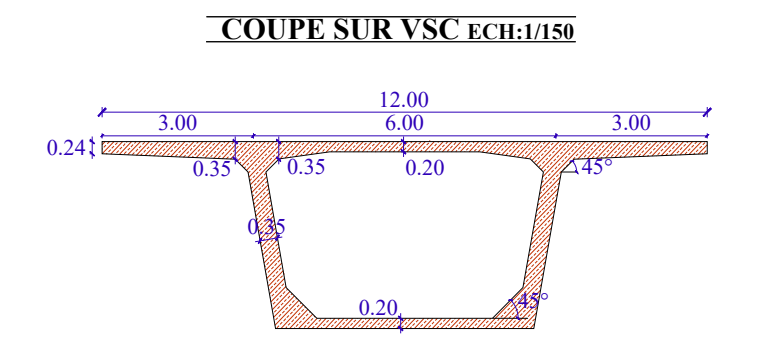
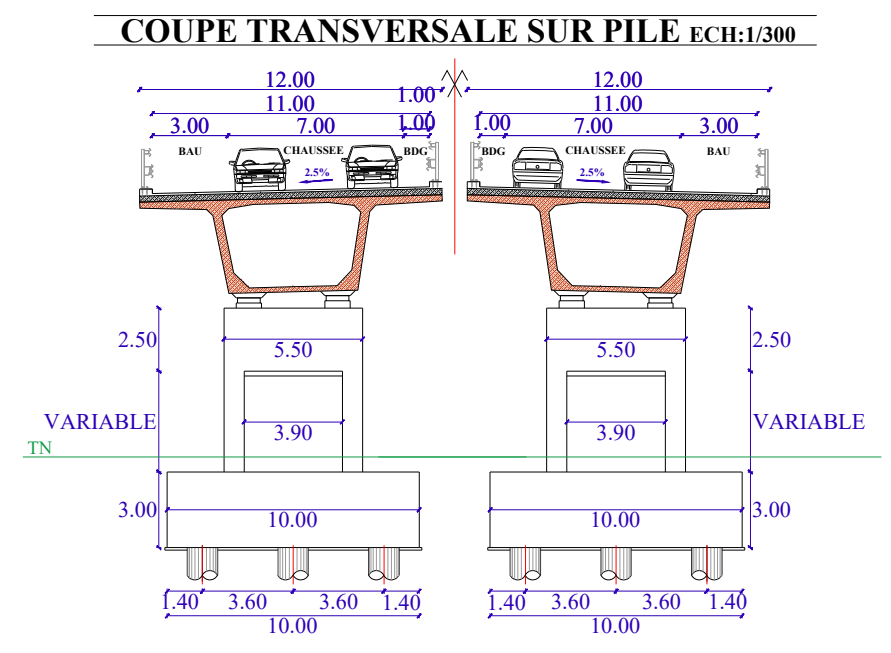
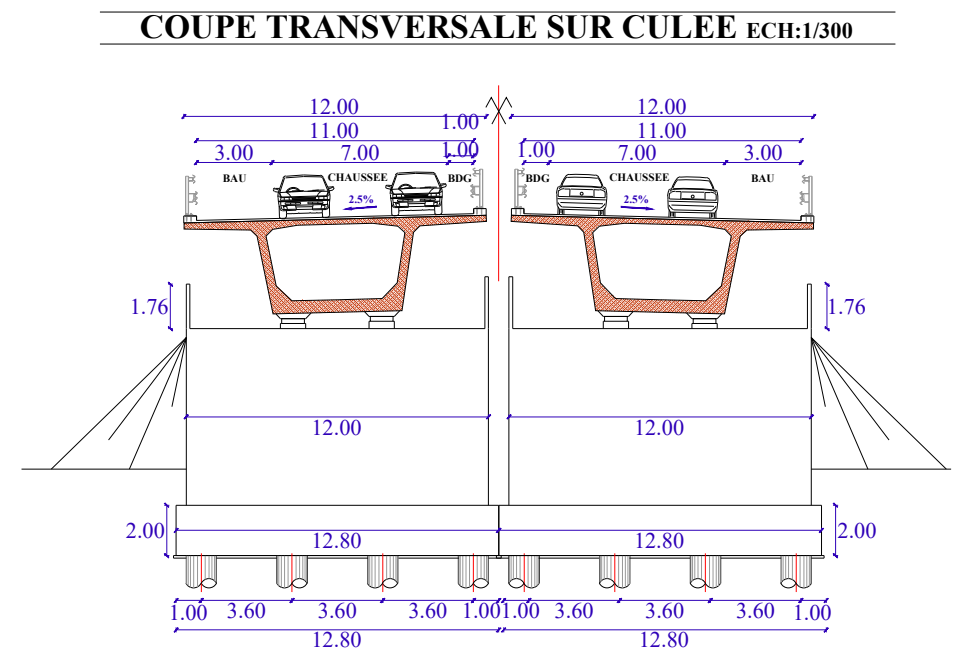
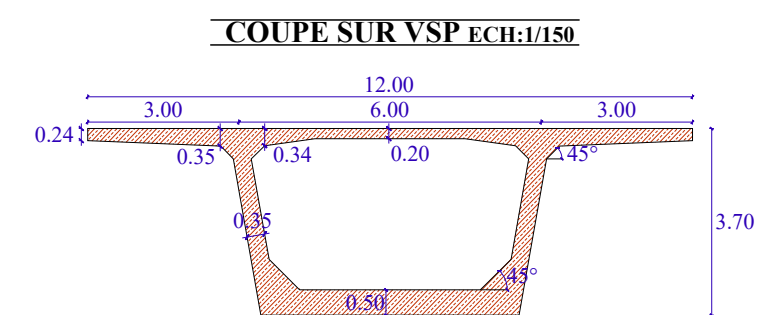
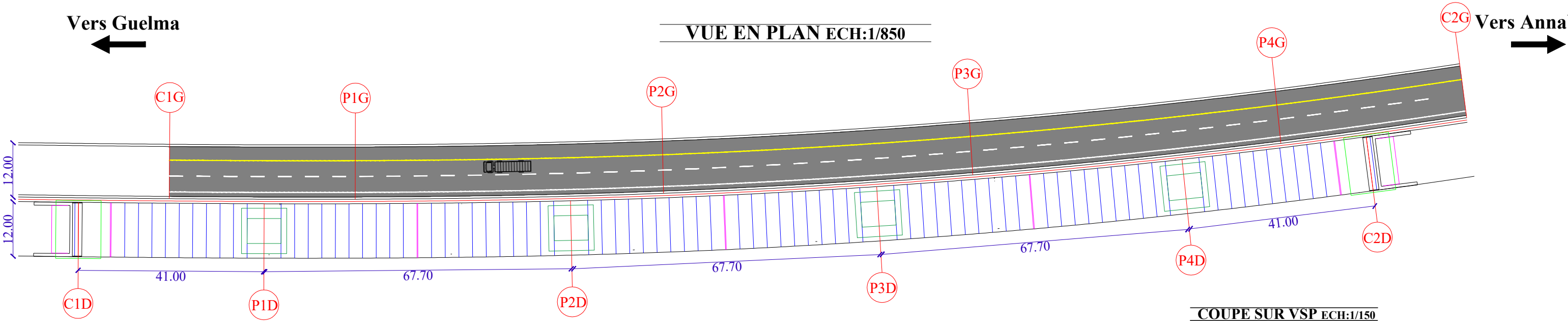
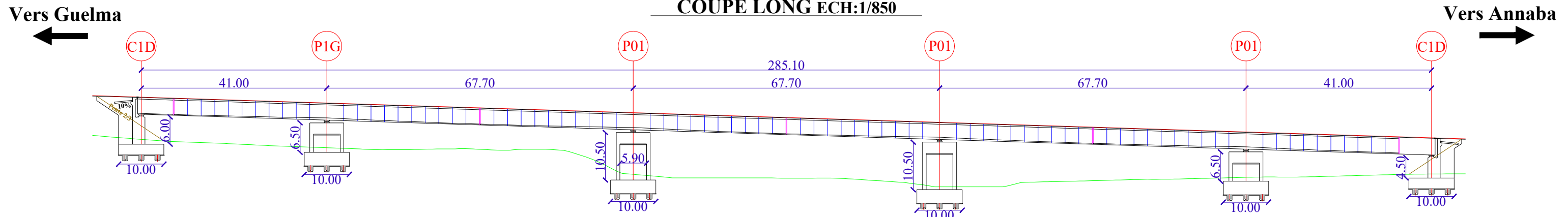


Figure III. 10: Gousset inférieur du voussoir

On considère $\alpha_{inf} = 45^\circ$.



III.3.3- Pont à tablier mixte acier-béton

Ce type de pont est à ossature mixte acier-béton, constituée en général d'une dalle en béton – armé ou précontraint – et de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées « entretoises », ne présentant aucun contact avec la dalle.

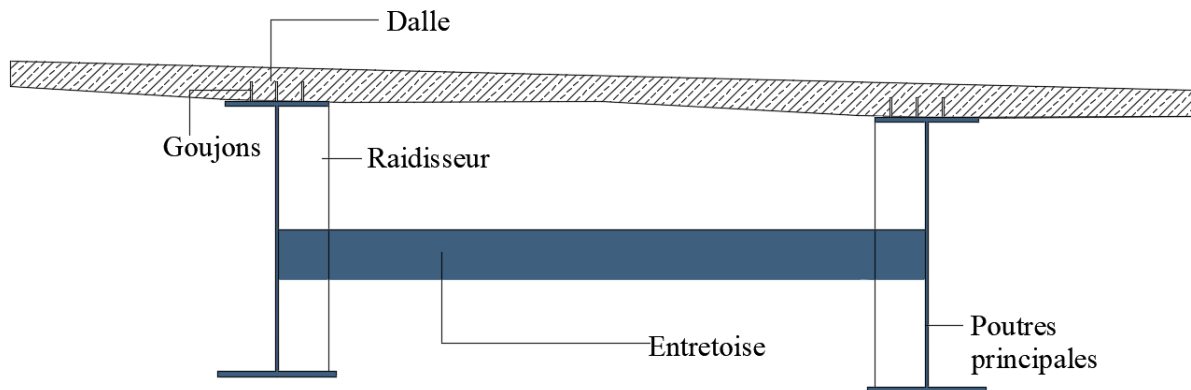


Figure III. 11: Morphologie transversale d'un pont mixte acier-béton

Les bipoutres mixtes sont généralement employés dans le l'intervalle des portées entre 30 et 130 m, et plus couramment entre 40 et 90 m.

Le document utilisé pour la conception de cette variante : SETRA *Ponts mixtes acier-béton guide de conception durable*.

III.3.3.1- Conception longitudinale :

On opte pour une conception à 4 travées où les travées centrales ont une longueur de 78 m et les travées de rive une longueur de 62 m, pour une longueur totale du projet de 280 m.

III.3.3.2- Conception transversale :

On calcule le paramètre de prédimensionnement X :

$$X = \frac{2l_i + l_{i+1}}{3}$$

Avec :

X : longueur pondérée des deux plus grandes travées consécutives.

l_i, l_{i+1} : longueurs des deux plus grandes travées consécutives (les deux travées centrales dans notre cas).

Ce qui donne :

$$X = \frac{2 \times 78 + 78}{3} = 78 \text{ m}$$

Nous définirons par suite le prédimensionnement des différents éléments suivant la notation représentée sur la figure suivante :

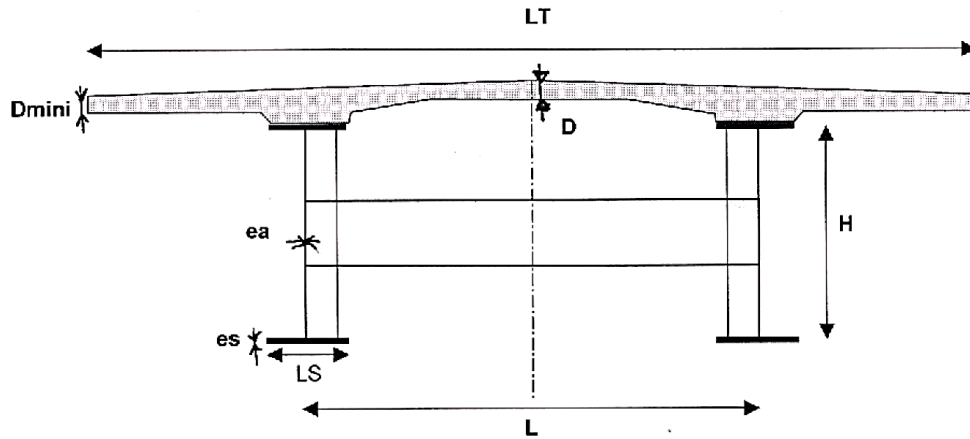


Figure III. 12: Notation des dimensions d'un pont mixte bipoutre à entretoise

- **Hauteur des poutres :**

$$H = \max\left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12}\right)^{0.45}, 0.40 + \frac{X}{35}\right) \Rightarrow H = \max\left(\frac{78}{28} \left(\frac{12}{12}\right)^{0.45}, 0.40 + \frac{78}{35}\right)$$

$$\Rightarrow H = \max(2.79, 2.63)$$

On retient une hauteur $H = 2.8 \text{ m}$.

- **Entraxe des poutres :**

$$L \approx 0.55LT = 0.55 \times 12 = 6.6 \text{ m}$$

- **Largeur des semelles inférieures :**

$$B_{inf} = \left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}\right) \left(0.92 + \frac{LT}{150}\right) \Rightarrow B_{inf} = \left(0.25 + \frac{12}{40} + \frac{78}{125}\right) \left(0.92 + \frac{12}{150}\right)$$

$$\Rightarrow B_{inf} = 1.174$$

On retient: $B_{inf} = 1.2 \text{ m}$

- **Largeur des semelles supérieures :**

$$B_{sup} = B_{inf} - 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

- **Dalle :**

Puisque la largeur du tablier est inférieure à 15 m, la dalle est exécutée en béton armé.

- **Épaisseur au droit des poutres principales :**

$$D_p = 0.13 + \frac{LT - L}{26} \Rightarrow D_p = 0.13 + \frac{12 - 6.6}{26}$$

$$\Rightarrow D_p = 0.338 \text{ m}$$

On retient une épaisseur $D_p = 0.34 \text{ m}$.

- **Epaisseur au centre du tablier :**

$$D_c = 0.12 + \frac{L}{50} \Rightarrow D_c = 0.12 + \frac{6.6}{50}$$
$$\Rightarrow D_c = 0.252 \text{ m}$$

On retient une épaisseur $D_c = 0.26 \text{ m}$.

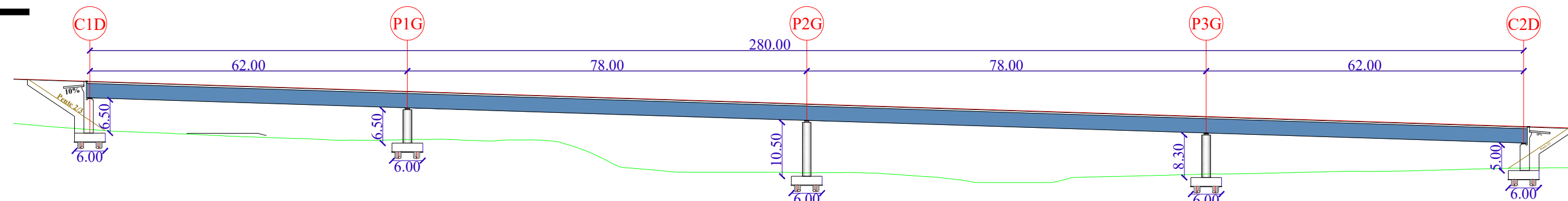
- **Entretoise:**

Ces poutres secondaires n'ont aucun contact avec la dalle et ont un entraxe inférieur ou égal à 8 m. Celles utilisées couramment sont des profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents. On opte pour des entretoises en IPE500 espacées de 8m.

Vers Guelma

COUPE LONG ECH:1/850

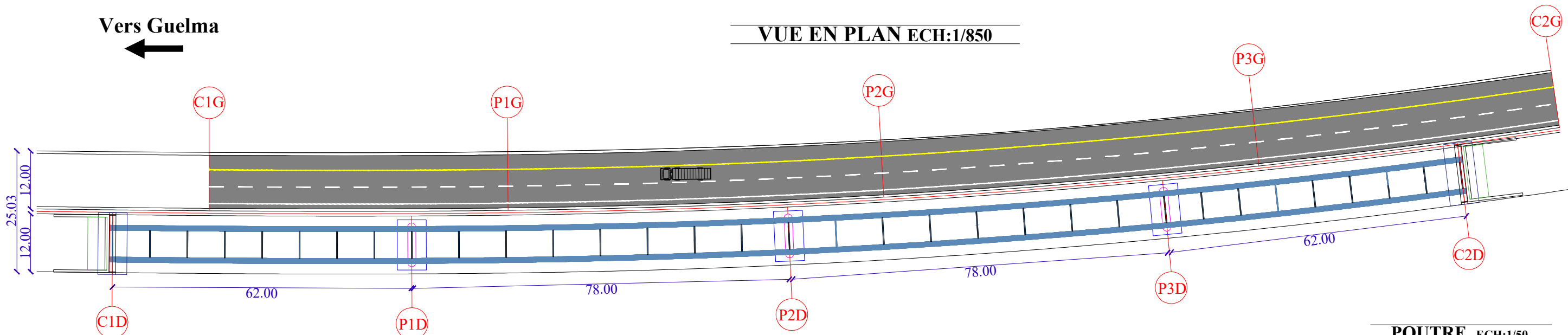
Vers Annaba



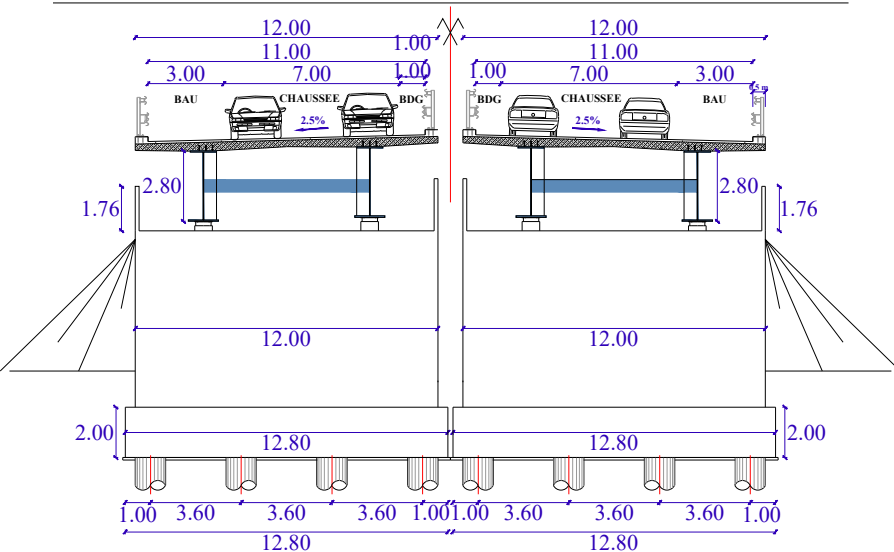
Vers Guelma

VUE EN PLAN ECH:1/850

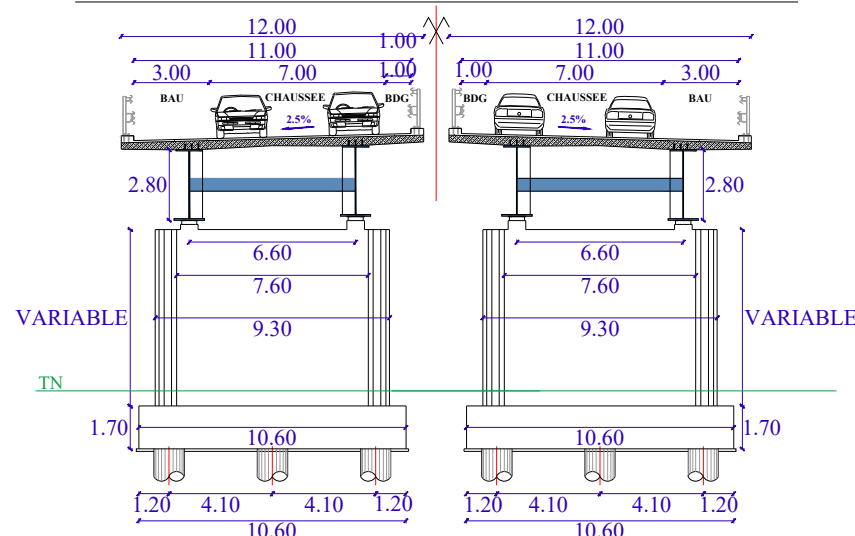
Vers Annaba



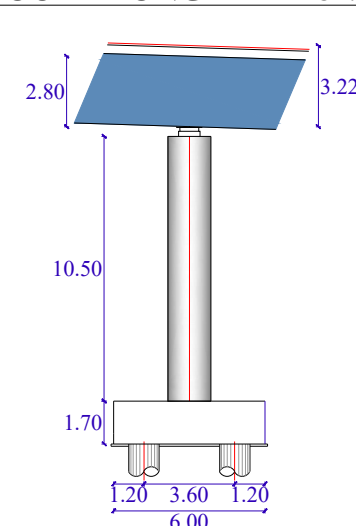
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH:1/300



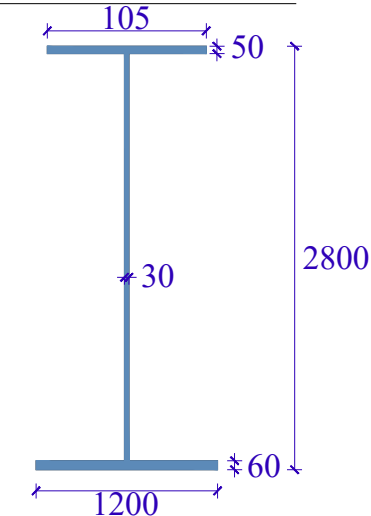
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH:1/300



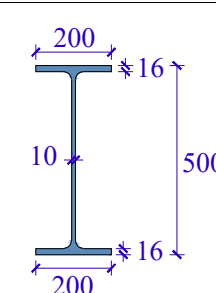
COUPE LONG PILE ECH:1/300



POUTRE ECH:1/50



ENTRETOISE ECH:1/50



III.4- Analyse multicritère :**III.4.1- Avantages et inconvénients :**

Dans le tableau suivant, nous étalerons les avantages et inconvénients généraux de chaque méthode dans le domaine de réalisation des ponts :

Tableau III. 2 Avantages et inconvénients des variantes proposées

Variante	Avantages	Inconvénients
1 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP	- Facilité et rapidité de l'étude et de l'exécution. - Préfabrication des poutres maîtrisées en Algérie. - Un mode de construction permettant de se dispenser de cintres et d'échafaudages. - Les poutres identiques conduisent à une bonne réutilisation des coffrages. - Conception isostatique insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. - La préfabrication des poutres permet la meilleure maîtrise de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.	- Adaptation plus difficile aux franchissements biaisés ou fortement courbés. - Nombre d'appuis important et par conséquent une élévation du coût d'exécution de l'infrastructure. - Compression excessive de la partie inférieure des poutres ce qui donne naissance à la déformation par fluage. - Les appuis devant être à intervalles réguliers peuvent constituer un handicap en cas de contraintes d'implantation.
2 : Pont à voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs	- Méthode extrêmement tolérante à la géométrie de la voie portée (tracé en plan et profil en long). - Portée importante qui réduit le nombre d'appuis à réaliser. - Une meilleure esthétique à aspect moderne. - Ouvrage permettant de franchir des vallées accidentées et profondes et des rivières larges et à forte crue grâce à la construction sans aucun contact avec le sol. - La petitesse des voussoirs préfabriqués permet de limiter le poids des éléments à poser. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Ne nécessite pas d'entretien régulier. - La réduction et la meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.	- A portées identiques, ces ouvrages sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes. - L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat important. - Le procédé est lent et a un coût élevé notamment dû aux machines de levage. - Le poids total de la superstructure est important dû au tablier assez épais, et par conséquent la réalisation de fondations à dimensions importantes.
3 : Pont mixte acier-béton bipoutre	- Possibilité de franchir des grandes portées. - Rapidité de l'exécution globale. - Multiples possibilités des conceptions architecturales. - La légèreté de la superstructure (le tablier mixte est léger par rapport à un tablier à poutres). - La précision dimensionnelle des structures - Entretien de la voie minime pour les travées simples.	- Entretien régulier contre la corrosion. - La demande d'une main-d'œuvre qualifiée pour le soudage. - Coût élevé de l'acier. - Risque de voilement et de flambement des membrures des poutres. - Le phénomène de la fatigue dans les assemblages qui exige une surveillance avec des visites périodiques

III.4.2- Comparaison des variantes :

Dans ce qui suit les critères sont classés en ordre descendant suivant l'importance et l'influence du critère sur le choix final de la variante dans le cas de notre ouvrage.

- **Coût de réalisation :**

Pour la variante 1, le volume de béton armé à utiliser est important au niveau du tablier et des fondations dû au poids élevé de la superstructure. Cependant, ces variantes bénéficient des avantages de la préfabrication (réutilisation des coffrages, élimination des cintres et échafaudages,

Pour la variante 2, l'utilisation de béton est moins importante que la variante 1 mais utilise bien plus de précontrainte et requiert des équipements spéciaux lors de la réalisation.

Pour la variante 3, l'acier offre un poids léger ce qui peut réduire le prix des fondations ; cependant, le coût élevé du matériau lui-même et le coût de son entretien anticorrosion pénalise la rentabilité de la variante à long terme.

- **Technique d'exécution :**

La variante 1 peut présenter des difficultés à l'étape de pose des poutres dues à leur poids élevé.

- **Entretien :**

Pour les variantes 1 et 2, le béton précontraint ne nécessite aucun entretien dans le cas normal.

Pour la variante 3, La nécessité d'entretien est très élevée au niveau des poutres en acier. La zone de Annaba étant assez humide, le risque de corrosion est important et nécessite l'utilisation d'une couche protectrice à renouveler périodiquement.

- **Aspect architectural :**

La seule variante à aspect esthétique remarquable est celle en voussoir (variante 2),

III.5- Conclusion :

Après les différents points évoqués dans la comparaison des variantes, la variante à retenir est la variante 1 à poutre VIPP.

La variante 2 à voussoirs ne dispose pas de la hauteur nécessaire pour établir de grande portée et ne présente pas un gain substantiel en termes de réduction d'appuis (4 piles au lieu de 6 pour la variante VIPP). Par ailleurs, le coût plus élevé de la superstructure, une méthode d'exécution plus complexe et le nombre de voussoirs important à poser (80) élimine cette variante des choix à considérer.

La variante 3 mixte bipoutre, quoique possédant une superstructure plus légère et un nombre d'appuis réduit (3 piles au lieu de 6 pour la variante VIPP), elle pose un problème de coût de l'acier et de l'entretien périodique contre la corrosion vue la situation du pont dans un milieu humide.



CHAPITRE IV
CHARGES ET HYPOTHESES
DE CALCUL



IV.1- Introduction :

Ce présent chapitre portera sur les règlements, les documents de calcul et les exigences techniques considérées, le choix et la qualité des matériaux de construction à utiliser (béton, aciers d'armature, aciers de précontraintes) et la définition des charges appliquées sur l'ouvrage. Ces paramètres conditionneront la conception et le calcul des éléments qui sera faite par suit.

IV.2- Normes et règles de calcul :

Le calcul et le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

-Règles BAEL 91 révisées 99 : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*

-Règles de BPEL 91 révisées 99 : (Le Fascicule 62 Titre II, section II) : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.*

- Règles R.C.P.R version 2008 : *Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.*

- Règle R.P.O.A version 2008 : *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.*

- Fascicule 62 titre V - *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.*

- D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) : *Document Technique Réglementaire C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.*

IV.3- Caractéristiques des matériaux :

IV.3.1- Béton :

Le béton est un mélange hétérogène des matériaux (grave, sable) agglomérés par un liant, il est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

IV.3.1.1- Caractéristiques mécaniques du béton

• Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} ".

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par : (art2.1.11. B.A.E.L 91-REV99)

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j \geq 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours notée " f_{t28} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est donc définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ si } j \leq 60 \text{ jours}$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm^2)

- **Contrainte admissible à la compression :**

Etat Limite Ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité égal à 1.5 en situation durable ou transitoire et à 1.15 en situation accidentelle.

θ : ce coefficient est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Etat Limite de Service :

$$f_{bu} = 0.6 f_{c28} \text{ (en construction)}$$

$$f_{bu} = 0.5 f_{c28} \text{ (en service)}$$

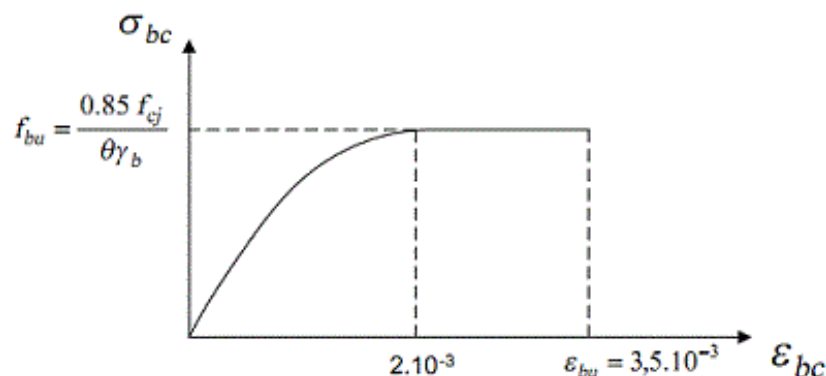


Figure IV. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton

- **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " E_{ij} " défini par l'article 2.1.2 B.A.E.L comme ce qui suit :

Module de déformation instantanée $j < 24$ h :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Déformation transversale du béton : loi de Hooke**

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

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

Avec ν coefficient de poisson du béton défini ci dessous.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

Les valeurs de ν à considérer seront donc :

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS)}$$

$$\nu = 0 \text{ (ELU)}$$

Tableau IV. 1: Caractéristiques des bétons utilisés

	$f_{c28}(MPa)$	$f_{tj}(MPa)$	$E_{ij}(MPa)$	$E_{vj}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma (MPa)$
Superstructure	35	2.7	35981.73	12102.95	19.83	21
					25.87	17.5
Infrastructure	30	2.4	34179.56	11496.76	17	18
					22.17	15

IV.3.2- Acier des armatures :

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Module de déformation plastique : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

- **Contraintes admissibles :**

Cas où la fissuration est peu préjudiciable :

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

Avec : $\gamma_s = 1.15$ en situation durables ou transitoire et $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2} \times f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$$

Dans les deux cas, $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

IV.3.3- Acier des câbles de précontrainte :

Les câbles utilisés sont des câbles 13T15S, ce choix sera justifié dans le chapitre d'étude de la précontrainte. Ces câbles ont les caractéristiques suivantes :

- Diamètre du toron : $d = 15.7 \text{ mm}$.
- Diamètre des gaines : $\phi = 80 \text{ mm}$.
- Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.
- Section d'un toron $A_p = 150 \text{ mm}^2$.
- Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage $g = 6 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$ (très basse relaxation).

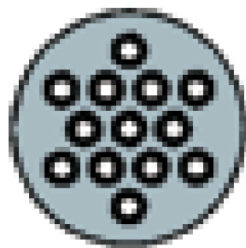


Figure IV. 2: Câble 13T15s

IV.4- Charges de calcul :**IV.4.1- Actions hors trafic :****IV.4.1.1- Charges permanentes :****• Poids de la poutre :**

Le calcul du poids de la poutre prendra en considération le changement de section de l'about vers la médiane :

$$P = P_{s1} + P_{s2} + P_{s3}$$

Avec :

P_{s1} : poids de la partie about d'une demi poutre.

P_{s2} : poids de la partie intermédiaire d'une demi poutre.

P_{s3} : poids de la partie médiane d'une demi poutre.

Ces poids sont calculés comme suit :

$$P_{si} = L_i \times \rho_b \times S_i$$

Avec :

L_i : longueur sur laquelle s'étend la section.

ρ_b : poids volumique du béton.

S_i : surface de la partie considérée.

Le poids de la poutre sera donc :

$$P_{poutre} = 2 \times (P_{s1} + P_{s2} + P_{s3})$$

Les surfaces et les longueurs de différentes parties sont :

En section d'about : $S_1 = 1.3423 \text{ m}^2$, $L_1 = 1 \text{ m}$

En section intermédiaire : $S_2 = 1.0367 \text{ m}^2$, $L_2 = 1.8 \text{ m}$

En section médiane : $S_3 = 0.7627 \text{ m}^2$, $L_3 = 17.2 \text{ m}$

Les poids seront donc :

$$P_{s1} = L_1 \times \rho_b \times S_1 = 1 \times 25 \times 1.3423 = 33.56 \text{ KN}$$

$$P_{s2} = L_2 \times \rho_b \times S_2 = 1.8 \times 25 \times 1.0367 = 46.65 \text{ KN}$$

$$P_{s3} = L_3 \times \rho_b \times S_3 = 17.2 \times 25 \times 0.7627 = 327.96 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre est donc calculé :

$$P_{poutre} = 2 \times (33.56 + 46.65 + 327.96) = 816.34 \text{ KN}$$

On convertit ce poids en charge répartie sur la longueur de la travée :

$$G_{1 \text{ poutre}} = \frac{816.34}{40} = 20.41 \text{ KN/ml}$$

$$G_{6 \text{ poutres}} = G_{1 \text{ poutre}} \times 6 = 122.46 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de la dalle:**

$$G_{dalle} = \rho_b \times e_d \times l_d = 25 \times 0.25 \times 12 = 75 \text{ KN/ml}$$

Avec :

e_d : l'épaisseur de la dalle.

l_d : largeur de la dalle

- **Entretoise :**

On calcul le poids d'une seule entretoise :

$$P_{1 \text{ entretoise}} = S_{entr} \times e_{entr} \times \rho_b = 2.32 \times 0.3 \times 25$$

Avec :

S_{entr} : surface d'entretoise entre deux poutres tirée du logiciel Autodesk Autocad.

$$\Rightarrow P_{1 \text{ entr}} = 17.4 \text{ KN}$$

On considère 5 entretoises entre les 6 poutres, puisque nous allons avoir des entretoises en abouts et 2 en intermédiaires, le nombre total est de 20 entretoises.

$$P_{20 \text{ entr}} = 348 \text{ KN}$$

$$G_{entr} = \frac{348}{40} = 8.7 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.2- Compléments de charges permanentes :

- **Corniche :**

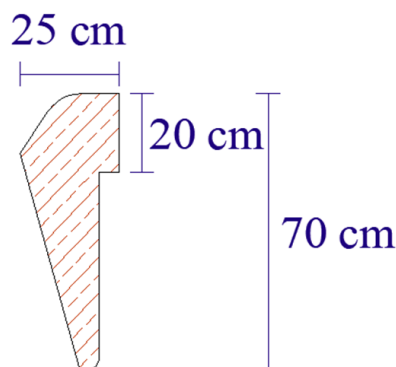


Figure IV. 2: Dimensions de la corniche

$$G_{corniche} = S_{corniche} \times \rho_b \times 2 = 0.1006 \times 25 \times 2 = 5.03 \text{ KN/ml}$$

$S_{corniche}$: section de la corniche entre tirée du logiciel Autodesk Autocad.

- **Revêtement**

$$G_{revêtement} = l_{roulable} \times e_{revêtement} \times \rho_{bitume} = 11 \times 0.08 \times 24 = 21.12 \text{ KN/ml}$$

- **Barrière de sécurité :**

$$G_{BN4} = 65 \text{ Kg/ml} \times 2 = 130 \text{ Kg/ml} = 1.3 \text{ KN/ml}$$

Tableau IV. 2: Récapitulatif des charges permanentes

Charges	Elément	$G_{réparti}(KN/ml)$	$P_{total}(KN) = G_{réparti} \times L$
CP	Poutres	122.46	4951
	Dalle	75	3000
	Entretoises	8.7	348
CCP	Revêtements	21.12	844.8
	Corniches	5.03	201.2
	Glissière de sécurité	1.3	52
G	Total	233.61	9344.4

IV.4.1.3- Charges de l'action thermique :

- **Variations uniformes :**

Comme l'ouvrage est situé en zone de climat tempéré en Algérie du Nord, la variation de température uniforme à adopter est de +35°C à -15°C.

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage et les températures extrêmes ci-dessus.

Dans cette amplitude de température, la variation journalière est prise égale à $\pm 10^\circ\text{C}$ et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux.

La loi fixant la variation linéaire de la température est :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2}$$

Sachant que :

α : coefficient de dilatation thermique, prenant une valeur $1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton armé.

ΔT : la variation de température, tel que $T_0 = 15^\circ\text{C}$ (Température de référence).

L : longueur de l'ouvrage en mètre.

- **Gradient thermique :**

L'effet du gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage est considéré selon le RCPR avec les valeurs numériques suivantes :

Tableau IV. 3: Valeurs numériques du gradient thermique selon le type de tablier

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^\circ\text{C}$)	Gradient ($^\circ\text{C}$)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

Les valeurs à retenir dans notre cas de pont à poutres en béton précontraint sont alors : ± 12 en phase de construction et ± 7 en service. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

- **Actions de la température dans les piles :**

Un gradient linéaire est considéré entre surfaces opposées des piles avec une valeur caractéristique égale à 10°C .

IV.4.2- Actions des charges d'exploitation :

IV.4.2.1- Caractérisation de l'ouvrage :

- **Largeur roulable :**

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue. Dans notre cas :

$$l_r = 11 \text{ m}$$

- **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5 m les long des dispositifs de retenue. Dans notre cas :

$$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 10 \text{ m}$$

- **Nombre de voies :**

Le nombre de voies n est considéré comme la partie entière du quotient de la largeur chargeable par 3 :

$$n = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = E(3.33) \\ \Rightarrow n = 3$$

Donc, nous considérons 3 voies de circulation.

- **Largeur d'une voie :**

La largeur d'une voie v est la division de la largeur chargeable par le nombre de voies :

$$v = \frac{l_c}{n} = \frac{10}{3} \\ \Rightarrow v = 3.33 \text{ m}$$

- **Classe du pont :**

La classe de pont est déterminée en fonction de la largeur roulable. Dans notre cas, puisque $l_r \geq 7 \text{ m}$, le pont est de première classe.

IV.4.2.2- Systèmes de charges :

IV.4.2.2.1 Système A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après en fonction de la portée l par les coefficient que nous calculerons par suite :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} \Rightarrow A(40) = 2.3 + \frac{360}{40 + 12} \\ \Rightarrow A(40) = 9.22 \text{ KN/m}^2$$

Cette valeur est majorée par un coefficient a_1 qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Tableau IV. 4: Coefficient a_1

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

La majoration est faite suivant la formule suivante :

$$A_1 = \max(a_1 A(l); 4 - 0.002L)$$

Cette valeur est à son tour majorée par un coefficient a_2 qui dépend de la largeur la voie :

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

Tableau IV. 5 valeurs de v_0 par classe de pont

Classe de pont	v_0 (m)
Première classe	3.5
Deuxième classe	3.0
Troisième classe	2.75

Puisque notre pont est de première classe : $v_0 = 3.5$ m

Alors : $a_2 = \frac{3.5}{3.33} = 1.05$

Le tableau suivant contient les valeurs de $A_2 = a_2 A_1$

Tableau IV. 6: Chargement du système A suivant le nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées	a_1	A_1 (KN/m ²)	A_2 (KN/m ²)	Chargement (KN/m) = $A_2 \times n \times v$
$n = 1$	1	9.22	9.68	32.23
$n = 2$	1	9.22	9.68	64.46
$n = 3$	0.9	8.3	8.72	87.11

• **Freinage :**

La force de freinage est calculée par la formule suivante:

$$FA = \frac{S}{20 + 0.0035S} A_2$$

Avec :

S : Surface chargée égale à $L \times v \times n$

Tableau IV. 7: Force de freinage du système A en fonction du nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées	S (m ²)	A_2 (KN/m ²)	FA (KN)
1	133.2	9.68	63
2	266.4	9.68	123.2
3	400	8.72	163

IV.4.2.2.2 Système B :

Les charges du système B sont majorées par un coefficient de majoration dynamique δ tel que :

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

L : longueur de la travée.

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale ($S = n_{véhicules} \times b \times B$)

- **Système B_c :**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. Puisque notre chaussée comporte trois voies de circulation on dispose de 3 fils de camions et on les place toujours dans la situation la plus défavorable :

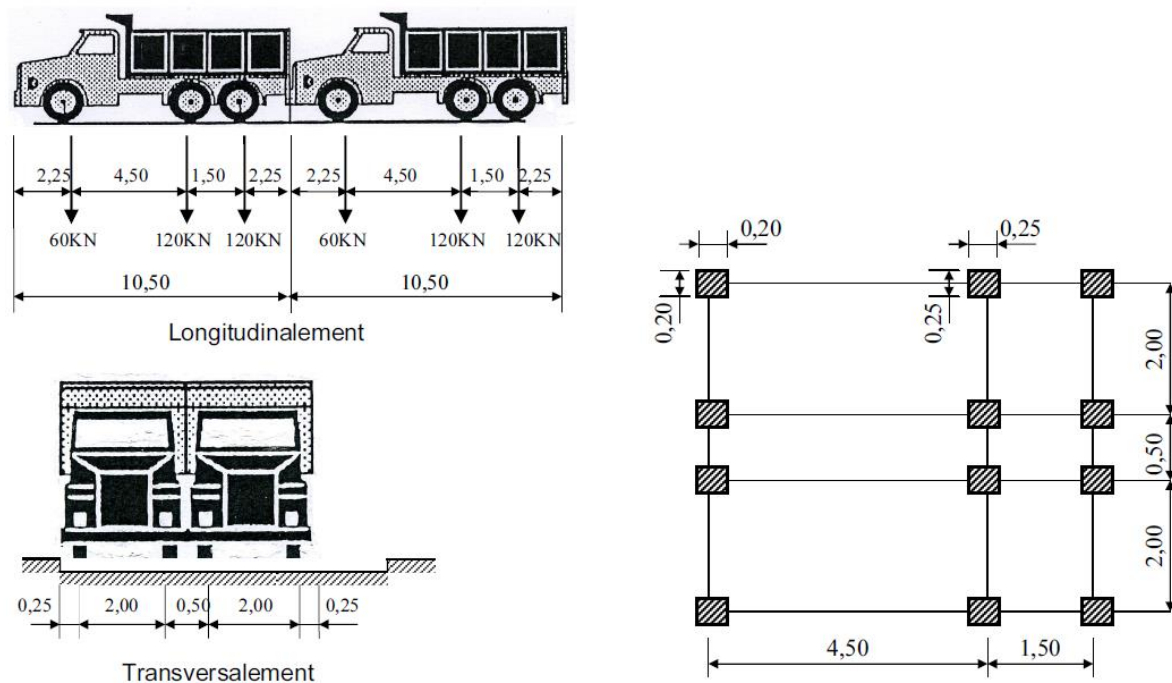


Figure IV. 3: Système B_c

Les charges du système B_c sont multipliées par un coefficient b_c tel que :

Tableau IV. 8: Valeurs de b_c

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

On calcul alors le coefficient de majoration dynamique δ pour les différents cas :

**Tableau IV. 9 Coefficient de majoration dynamique du système B_c
 δ suivant le nombre de voies chargées**

Nombre de voies chargées	b_c	$n_{camions}$	S	δ
1	1.2	2	720	1.056
2	1.1	4	1320	1.065
3	0.95	6	1710	1.071

• **Freinage :**

Chaque essieu du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids et parmi les camions qu'on place sur le pont, un seul est supposé freiner. L'effort de freinage dû au système B_c vaut alors :

$$FB_c = B_c \times b_c = 300 \times 1.2 = 360 \text{ KN}$$

• **Système B_t :**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques :

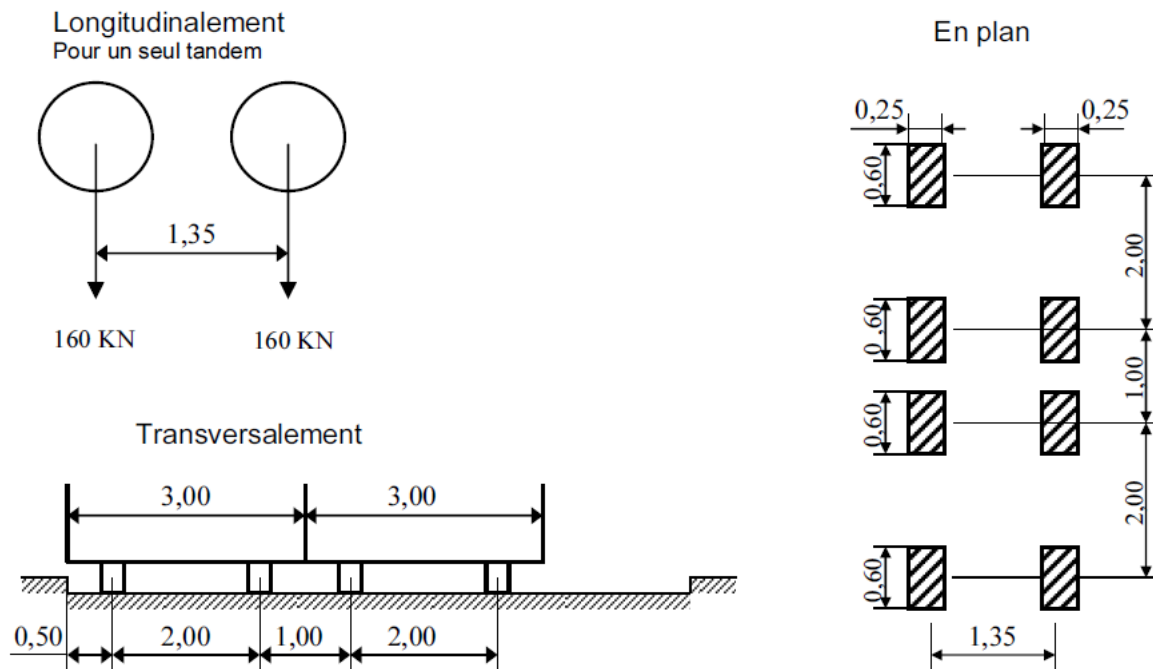


Figure IV. 4: Système B_t

Les charges du système B_t sont multipliées par un coefficient b_t tel que :

Tableau IV. 10: valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau IV. 11: Coefficient de majoration dynamique du système B_t δ suivant le nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées	b_t	$n_{tandems}$	S	δ
1	1.2	1	384	1.051
2	1.2	2	768	1.057

• **Système B_r :**

La roue isolée, 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 0.6 m et le côté longitudinal 0.3 m :

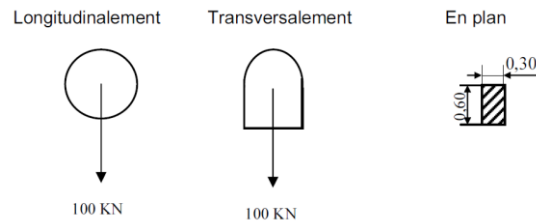


Figure IV. 5: Système B_r

Ce rectangle d'impact peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Le coefficient de majoration dynamique pour ce système vaut :

$$\delta_{bt} = 1.046$$

IV.4.2.2.3 Système de charge militaire (Mc120) :

Les ponts doivent être calculés pour permettre la circulation des convois militaires décrits ci-après :

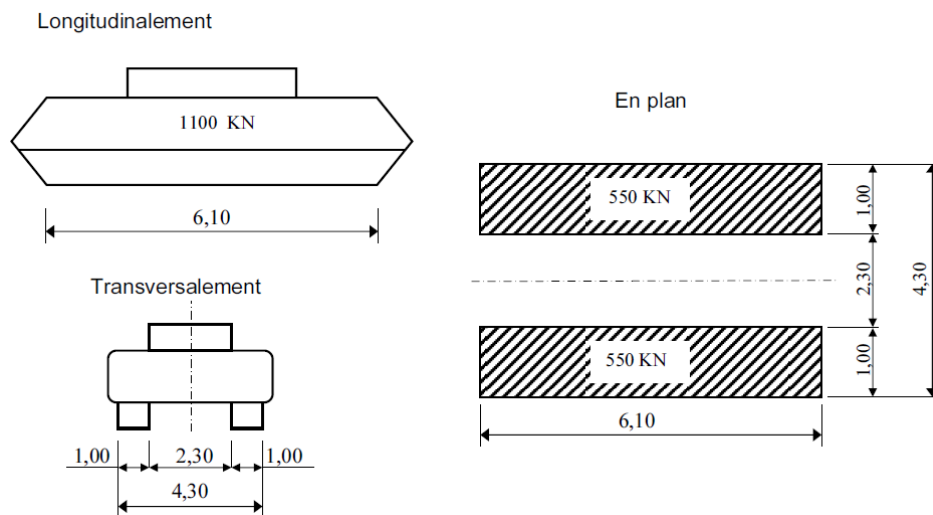


Figure IV. 6: Convoi Mc120

Le véhicule type du convoi M_{c120} comporte deux chenilles est majoré par le coefficient dynamique suivant :

$$\delta_{Mc120} = 1.062$$

IV.4.2.2.4 Convoi exceptionnel (D240) :

Le convoi type D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable. Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et de 18.6 m de long.

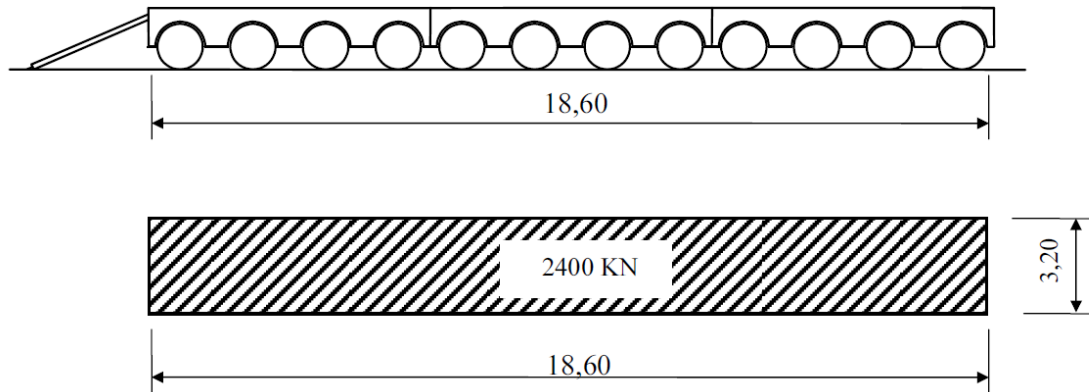


Figure IV. 7: Convoi D240

IV.5- Conclusion :

Les hypothèses de calcul imposées par les normes nous permettent de tirer les caractéristiques des matériaux utilisés que nous utiliserons ensuite pour l'évaluation de leurs résistances. D'autre part, la définition des charges et surcharges établie par le RCPR sera utilisée dans les chapitres suivants en les appliquant à notre ouvrage pour étudier son comportement mécanique dans les cas les plus défavorables auxquels il peut être soumis.



CHAPITRE V
ETUDE LONGITUDINALE DU
TABLIER



V.1- Introduction:

Ce chapitre sera consacré à l'étude longitudinale et la détermination des efforts internes des poutres sous chaque cas de chargement défini dans le chapitre précédent

Le calcul des moment est des réaction relève de la RDM et se base principalement sur les conditions :

$$\sum F_{/x} = 0 \quad ; \quad \sum F_{/y} = 0 \quad ; \quad \sum M_{/P} = 0$$

$\sum F_{/x}$: somme des forces horizontales ;

$\sum F_{/y}$: somme des forces verticales ;

$\sum M_{/P}$: somme des moment par rapport à un point.

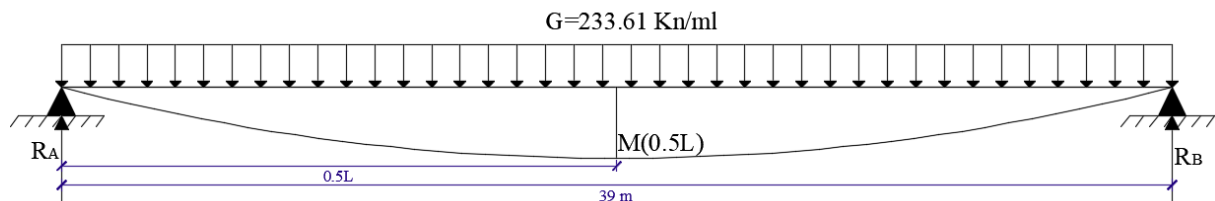
V.2- Calcul des éléments de réduction sous les différentes charges:**V.2.1- Calcul des éléments de réduction sous charge permanente:**

Figure V. 1 Répartition de la charge permanente

- **Calcul des réactions:**

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{233.61 \times 39}{2} = 4555.4 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant:**

$$M(x) = R_A \times x - G \times \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0.5 L = 19.5 \text{ m}$:

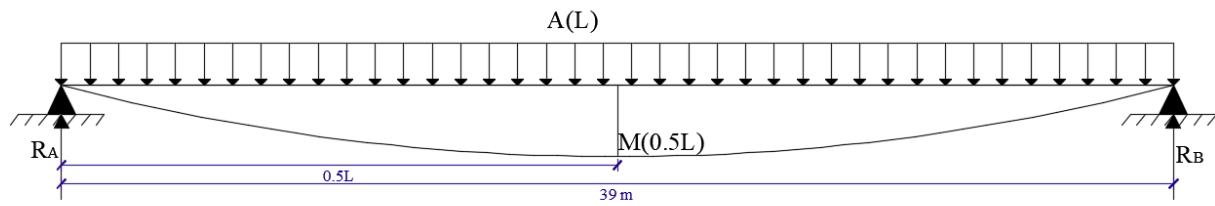
$$M(19.5) = 4555.4 \times 19.5 - 233.61 \times \frac{19.5^2}{2}$$

$$M(19.5) = 44415.2 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant:**

L'effort tranchant est maximal à $x = 0 \text{ m}$:

$$T(0) = R_A = 4555.4 \text{ KN}$$

V.2.2- Calcul des éléments de réduction sous système A:**Figure V. 2 Répartition du chargement A**

- **Calcul des réactions:**

$$R_A = R_B = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{A(L) \times 39}{2}$$

Cette réaction est en fonction du nombre de voies chargées comme montré dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 Réaction sous chargement A

Nombre de voies chargées	Chargement A(L) (KN/m)	$R_A = R_B$ (KN)
$n = 1$	32.23	628.49
$n = 2$	64.46	1256.97
$n = 3$	87.11	1698.65

- **Calcul du moment fléchissant:**

$$M(x) = R_A \times x - A \times \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0.5 L = 19.5 \text{ m}$:

$$M(19.5) = R_A \times 19.5 - A \times \frac{19.5^2}{2}$$

- **Calcul de l'effort tranchant:**

L'effort tranchant est maximal à $x = 0 \text{ m}$:

$$T(0) = R_A$$

Le tableau suivant contient chaque valeur des efforts par cas de charge:

Tableau V. 2 Moment et effort tranchant sous chargement A

Nombre de voies chargées	Chargement A (KN/m)	$R_A = R_B$ (KN)	$M(19.5)$ (KN.m)	$T(0)$ (KN)
$n = 1$	32.23	628.49	6127.83	628.49
$n = 2$	64.46	1256.97	12255.46	1256.97
$n = 3$	87.11	1698.65	16561.89	1698.65

V.2.3- Calcul des éléments de réduction sous système B_c:

On utilise le théorème de Bares pour placer le système B_c sur la travée:

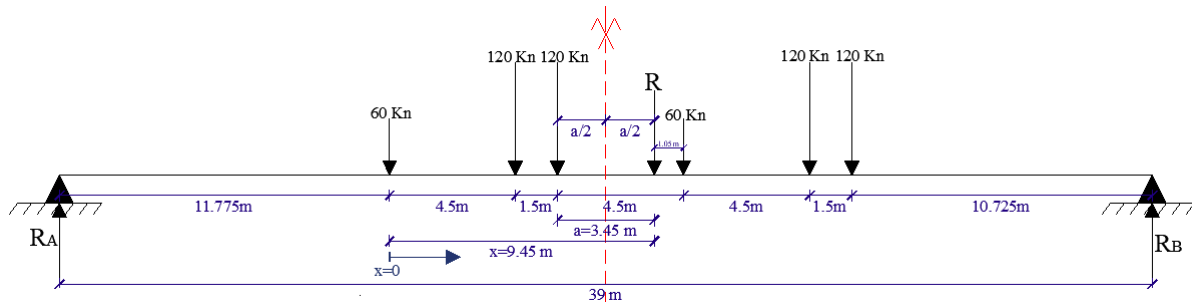


Figure V. 3 Disposition le plus défavorable de B_c pour le moment fléchissant

Le théorème de Bares indique que le moment est maximal sous système B_c lorsque celui-ci est placé de telle façon que le centre de la poutre soit à mi-distance entre la résultante et l'essieu principale (120KN).

On calcule le barycentre des forces pour localiser la résultante des forces (origine indiquée sur la Figure V.3) :

$$X_R = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60}$$

$$X_R = 9.45 \text{ m}$$

La distance a entre la résultante et l'essieu principale le plus proche est donc :

$$a = 9.45 - 6 = 3.45 \text{ m}$$

Le système B_c est donc placé comme indiqué sur la figure Figure V.3.

- Calcul des réactions:**

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

$$\Rightarrow R_A \times 39 - 27.225 \times 6 - 22.725 \times 12 - 21.225 \times 12 - 16.725 \times 6 - 12.225 \times 12 - 10.725 \times 12 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{27.225 \times 6 + 22.725 \times 12 + 21.225 \times 12 + 16.725 \times 6 + 12.225 \times 12 + 10.725 \times 12}{39}$$

$$\Rightarrow R_A = 27.346 \text{ t} = 273.46 \text{ KN}$$

Et on a :

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

$$\Rightarrow R_B = 60 - 27.346 = 32.654 \text{ t} = 326.54 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant:**

Le moment maximal est d'après Bares, au droit de l'essieu de 12t (point C) à $x = 17.775 \text{ m}$:

$$M(17.775) = 27.346 \times 17.775 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5$$

$$M(17.775) = 432.08 \text{ t.m} = 4320.8 \text{ KN.m}$$

En prenant compte de la majoration on aura:

$$M_{max} = M(17.775) \times b_c \times \delta \times n$$

Le tableau suivant contient la valeur du moment par nombre de voies chargées:

Tableau V. 3 Moment fléchissant maximal sous chargement B_c

Nombre de voies chargées	b_c	δ	$M_{Bc} \text{ (KN.m)}$
$n = 1$	1.2	1.056	5475.32
$n = 2$	1.1	1.065	10123.64
$n = 3$	0.95	1.071	13188.6

- **Calcul l'effort tranchant:**

La disposition pour obtenir l'effort tranchant maximal est la suivante:

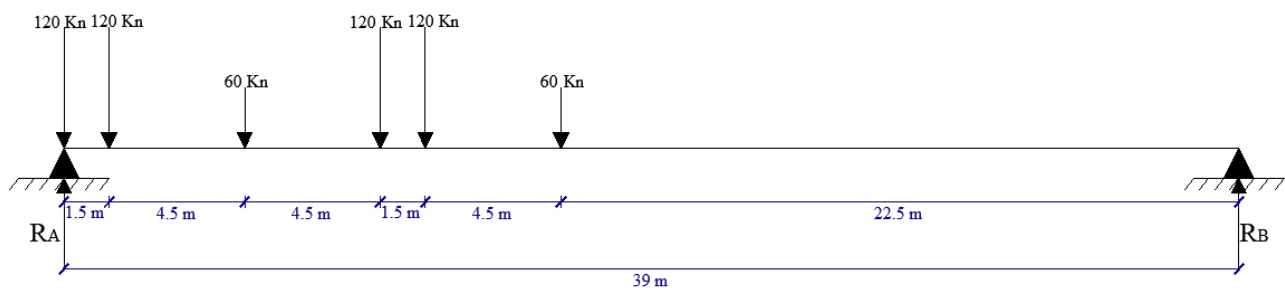


Figure V. 4 Disposition le plus défavorable de B_c pour l'effort tranchant

On obtient la réaction au point A par :

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

$$\Rightarrow R_A \times 39 - 39 \times 120 - 37.5 \times 120 - 33 \times 60 - 28.5 \times 120 - 27 \times 120 - 22.5 \times 60 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{39 \times 120 + 37.5 \times 120 + 33 \times 60 + 28.5 \times 120 + 27 \times 120 + 22.5 \times 60}{39}$$

$$\Rightarrow R_A = 491.54 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximal se trouve alors au niveau de l'appui A:

$$T(0) = R_A = 491.54 \text{ KN}$$

En prenant compte de la majoration dynamique on aura:

$$T_{max} = T(0) \times b_c \times \delta \times n$$

Le tableau suivant contient la valeur de l'effort tranchant par nombre de voies chargées:

Tableau V. 4 Effort tranchant maximal sous chargement B_c

Nombre de voies chargées	b_c	δ	$T_{Bc} (KN)$
$n = 1$	1.2	1.056	622.88
$n = 2$	1.1	1.065	1151.68
$n = 3$	0.95	1.071	1500.35

V.2.4- Calcul des éléments de réduction sous système B_t :

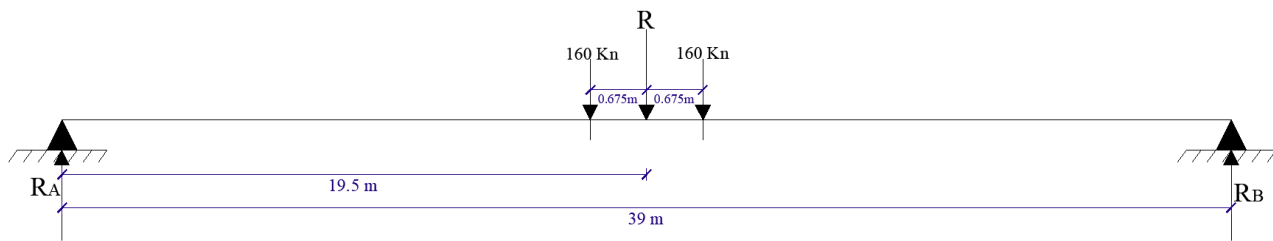


Figure V. 5 La disposition la plus défavorable du système B_t pour le moment fléchissant

- **Calcul des réactions:**

$$R_A = R_B = 160 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant:**

Pour $x = 0.5 L = 19.5 \text{ m}$:

$$M(19.5) = R_A \times 19.5 - 160 \times 0.675 = 160 \times 19.5 - 160 \times 0.675$$

$$\Rightarrow M(19.5) = 3012 \text{ KN.m}$$

En prenant compte de la majoration dynamique on aura:

$$M_{Bt} = M(19.5) \times b_t \times \delta \times n$$

Le tableau suivant contient la valeur du moment fléchissant par nombre de voies chargées:

Tableau V. 5 Moment fléchissant maximal sous chargement B_t

Nombre de voies chargées	b_t	δ	$M_{Bt} (KN.m)$
$n = 1$	1.2	1.051	3798.74
$n = 2$	1.2	1.057	7640.84

- Calcul l'effort tranchant:

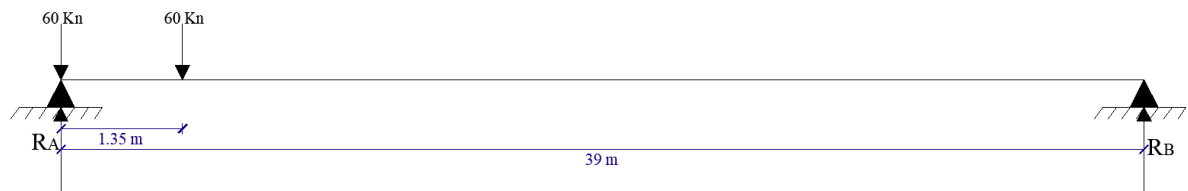


Figure V. 6 La disposition la plus défavorable du système Bt pour l'effort tranchant

On obtient la réaction au point A par :

$$\begin{aligned}\sum M_{/B} &= 0 \\ \Rightarrow R_A \times 39 - 60 \times 39 - 60 \times 37.65 &= 0 \\ \Rightarrow R_A &= \frac{60 \times 39 + 60 \times 37.65}{39} \\ \Rightarrow R_A &= 31.446 \text{ t} = 314.46 \text{ KN}\end{aligned}$$

L'effort tranchant maximal se trouve alors au niveau de l'appui A:

$$T(0) = R_A = 314.46 \text{ KN}$$

En prenant compte de la majoration dynamique on aura:

$$T_{Bt} = T(0) \times b_t \times \delta \times n$$

Tableau V. 6 Effort tranchant maximal sous chargement Bt

Nombre de voies chargées	b_t	δ	$T_{Bt} \text{ (KN)}$
$n = 1$	1.2	1.051	396.6
$n = 2$	1.2	1.057	797.72

V.2.5- Calcul des éléments de réduction sous système M_{c120} :

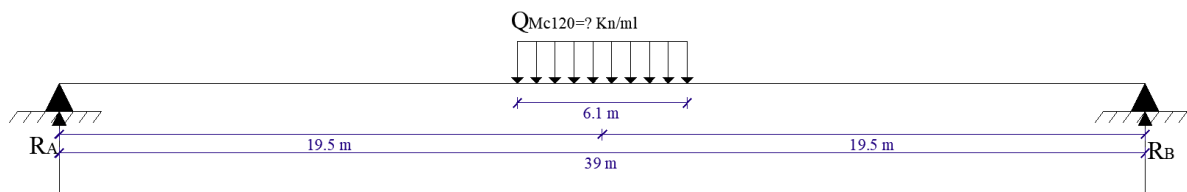


Figure V. 7 La disposition la plus défavorable du système M_{c120} pour le moment fléchissant

- Calcul des réactions:

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 550 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant:**

Pour $x = 0.5 L = 19.5 \text{ m}$:

$$M(19.5) = R_A \times 19.5 - q_{Mc120} \times \frac{3.05^2}{2} = 55 \times 19.5 - 180.3 \times \frac{3.05^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(19.5) = 9886.4 \text{ KN.m}$$

En prenant compte de la majoration dynamique on aura:

$$M_{Mc120} = M(19.5) \times \delta$$

Tableau V. 7 Moment fléchissant maximal sous système Mc120

Nombre de voies chargées	δ	$M_{Mc120} \text{ (KN)}$
$n = 1$	1.062	10499.37

- **Calcul de l'effort tranchant:**

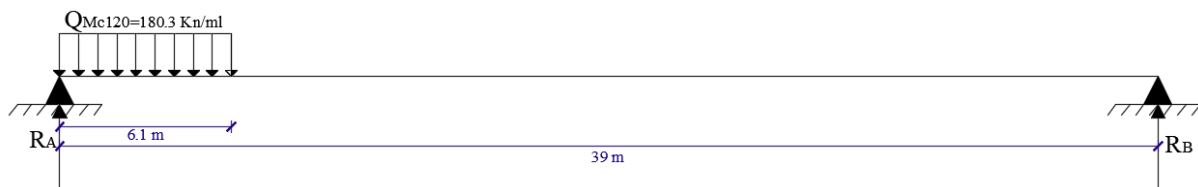


Figure V. 8 La disposition la plus défavorable du système M_{c120} pour l'effort tranchant

On obtient la réaction au point A par :

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

$$\Rightarrow R_A \times 39 - 18.03 \times 6.1 \times \left(39 - \frac{6.1}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{18.03 \times 6.1 \times 35.95}{39}$$

$$\Rightarrow R_A = 101.382 \text{ t} = 1013.82 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximal se trouve alors au niveau de l'appui A:

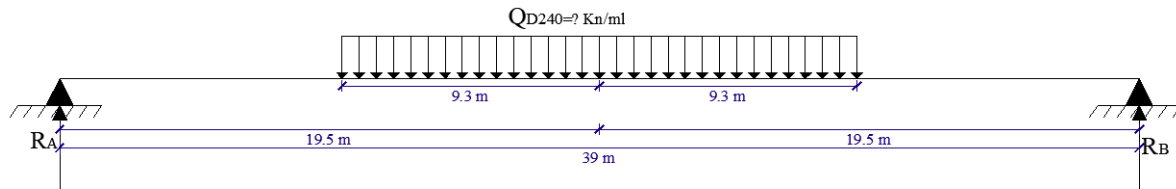
$$T(0) = R_A = 1013.82 \text{ KN}$$

Pour notre cas on aura:

$$T_{Mc120} = T(0) \times \delta$$

Tableau V. 8 Effort tranchant maximal sous système Mc120

Nombre de voies chargées	δ	$T_{Mc120} (KN)$
$n = 1$	1.062	1076.67

V.2.6- Calcul des éléments de réduction sous système D₂₄₀:Figure V. 9 La disposition la plus défavorable du système D₂₄₀ pour le moment fléchissant

- Calcul des réactions:

$$R_A = R_B = \frac{240}{2} = 120 \text{ t} = 1200 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant:

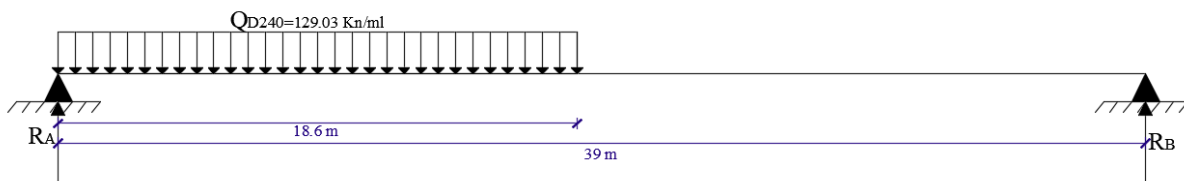
Pour $x = 0.5 L = 19.5 \text{ m}$:

$$M(19.5) = R_A \times 19.5 - q_{D240} \times \frac{9.3^2}{2} = 120 \times 19.5 - 12.903 \times \frac{9.3^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(19.5) = 1782 \text{ t.m} = 17820 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant:

La disposition pour obtenir l'effort tranchant maximal est la suivante:

Figure V. 10 La disposition la plus défavorable du système D₂₄₀ pour l'effort tranchant

On obtient la réaction au point A par :

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

$$\Rightarrow R_A \times 39 - 12.903 \times 18.6 \times \left(39 - \frac{18.6}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{12.903 \times 18.6 \times 29.7}{39}$$

$$\Rightarrow R_A = 182.766 \text{ t} = 1827.66 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximal se trouve alors au niveau de l'appui A:

$$T(0) = R_A = 1827.66 \text{ KN}$$

Donc:

$$T_{D240} = 1827.66 \text{ KN}$$

V.3- Efforts revenant à chaque poutre:

Le tableau suivant récapitule les éléments de réduction sous les différentes charges avec M_0 et T_0 étant le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une seule poutre: $M_0 = \frac{M_{max}}{6}$, $T_0 = \frac{T_{max}}{6}$.

Tableau V. 9 Moment fléchissant et effort tranchant par poutre

Charges et surcharges		$T_{max} (KN)$	$T_0 (KN)$	$M_{max} (KN.m)$	$M_0 (KN.m)$
Charge permanente G		4555.4	759.23	44415.2	7402.53
Système A	1 voie	628.49	104.75	6127.83	1021.31
	2 voies	1256.97	209.5	12255.46	2042.58
	3 voies	1698.65	283.11	16561.89	2760.32
Système B _c	1 voie	622.88	103.81	5475.32	912.56
	2 voies	1151.68	191.95	10123.64	1687.28
	3 voies	1500.35	250.06	13188.6	2198.1
Système B _t	1 voie	396.6	66.1	3798.74	633.13
	2 voies	797.72	132.95	7640.84	1273.48
M _{c120}		1076.67	179.45	10499.37	1749.9
D ₂₄₀		1827.66	304.61	17820	2970

V.4- Conclusion :

L'évaluation des efforts revenant à chaque poutre nous permet d'étudier la résistance de la superstructure et la répartition transversale des efforts dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE VI
CARACTERISTIQUES
GEOMETRIQUES DU TABLIER



VI.1- Définition des caractéristiques:

(Δ): Axe pris à la fibre inférieure extrême.

Z : position du centre de gravité de la section par rapport à (Δ).

I_G : inertie de la section par rapport au centre de gravité:

$$I_G = \frac{bh^3}{12} \text{ (cas d'un rectangle)}$$

$$I_G = \frac{bh^3}{36} \text{ (cas d'un triangle)}$$

$I_{/\Delta}$ ou $I_{/\Delta \text{ brut}}$: moment d'inertie par rapport à (Δ).

$I_G = I_{/\Delta \text{ brut}} - S_{/\Delta} \times v'$: inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

I_{net} : 90% de $I_{G \text{ brut}}$

B ou B_{brut} : aire de la section

B_{net} : 95% de B_{brut}

$S_{/\Delta}$ ou $S_{/\Delta \text{ brut}}$: moment statique par rapport à (Δ)

$S_{/\Delta \text{ net}}$: 95% de $S_{/\Delta \text{ brut}}$

$v' = S_{/\Delta}/B$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

$v = h - v'$: distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

$\rho = \frac{I_{G \text{ net}}}{Bvv'}$: coefficient de rendement géométrique

VI.2- Caractéristiques géométriques de la poutre seule:

VI.2.1- Section médiane seule:

Tableau VI. 1: Caractéristiques géométriques de la section médiane seule

Elément	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1*1	rectangle	130	10	1300	205	10833.33	266500	54632500	54643333.33
2*2	triangle	38	3.8	144.4	198.73	115.84	28696.612	5702877.7	5702993.543
3*2	rectangle	15	3.8	114	198.1	137.18	22583.4	4473771.54	4473908.72
4*2	triangle	15	15	225	191.2	2812.5	43020	8225424	8228236.5
5*1	rectangle	24	200	4800	100	16000000	480000	48000000	64000000
6*2	triangle	18	18	324	26	5832	8424	219024	224856
7*2	rectangle	18	20	720	10	24000	7200	72000	96000
$B_{tot} = 7627.4 cm^2$							$\sum S_{/\Delta} = 856424.012 cm^3$	$I_{/\Delta section} = 137369328.1 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	7627.4
$B_{net} (cm^2)$	7246.03
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	856424.012
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	813602.8114
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	137369328.1
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	123632395.3
$v' (cm)$	112.2825618
$v (cm)$	97.71743818
$I_G (cm^4)$	41207846.02
$I_{G net} (cm^4)$	37087061.42
rendement ρ	0.466485244

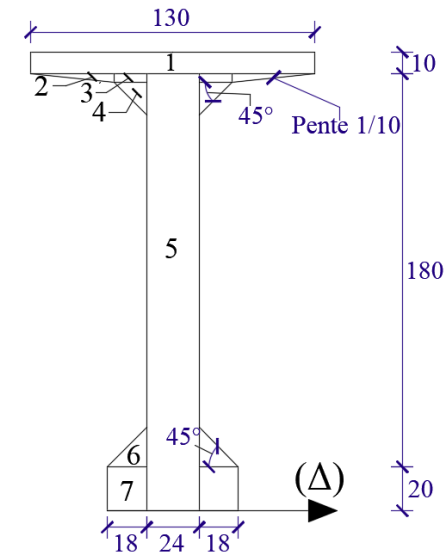


Figure VI. 1 Décomposition de la section médiane seule

VI.2.2- Section d'about seule:

Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques de la section d'about seule

Elément	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1*1	rectangle	130	10	1300	205	10833.33	266500	54632500	54643333.33
2*2	triangle	35	3.5	122.5	198.83	83.37	24356.675	4842837.7	4842921.06
3*1	rectangle	60	200	12000	100	40000000	1200000	120000000	160000000
$B_{tot} = 13422.5 cm^2$							$\sum S_x = 1490856.675 cm^3$	$I_{/\Delta section} = 219486254.4 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	13422.5
$B_{net} (cm^2)$	12751.375
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	1490856.675
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	1416313.841
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	219486254.4
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	197537629
$v' (cm)$	111.0714602
$v (cm)$	98.92853977
$I_G (cm^4)$	53894626.5
$I_{G net} (cm^4)$	48505163.85
rendement ρ	0.346183909

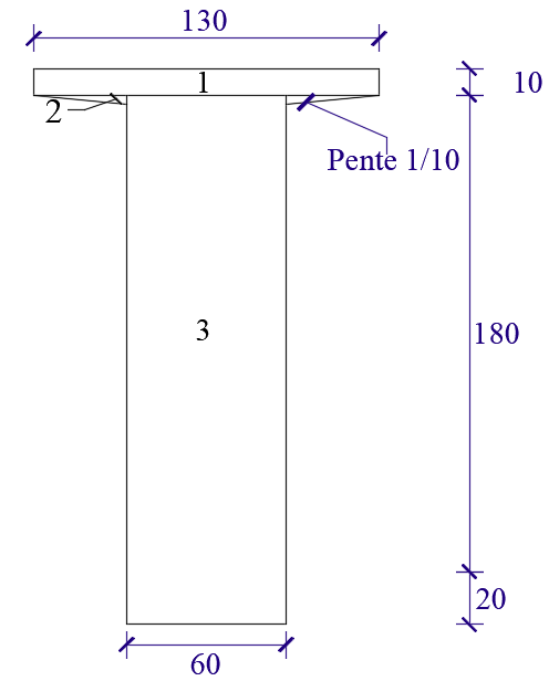


Figure VI. 2 Décomposition de la section d'about seule

VI.3- Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis:

VI.3.1- Section médiane avec hourdis:

Tableau VI. 3 caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis

Elément	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1	poutre	/	/	7627.4	112.28	41207846.02	856424.0119	96161482	137369328.1
2	hourdis	210	25	5250	222.5	273437.5	1168125	259907813	260181250
$B_{tot} = 12877.4cm^2$							$\sum S_x = 2024549.012 cm^3$	$I_{/\Delta section} = 397550578.1 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	12877.4
$B_{net} (cm^2)$	12233.53
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	2024549.012
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	1923321.561
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	397550578.1
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	357795520.3
$v' (cm)$	157.2172187
$v (cm)$	77.78278132
$I_G (cm^4)$	79256613.33
$I_{G net} (cm^4)$	71330951.99
rendement ρ	0.476807032

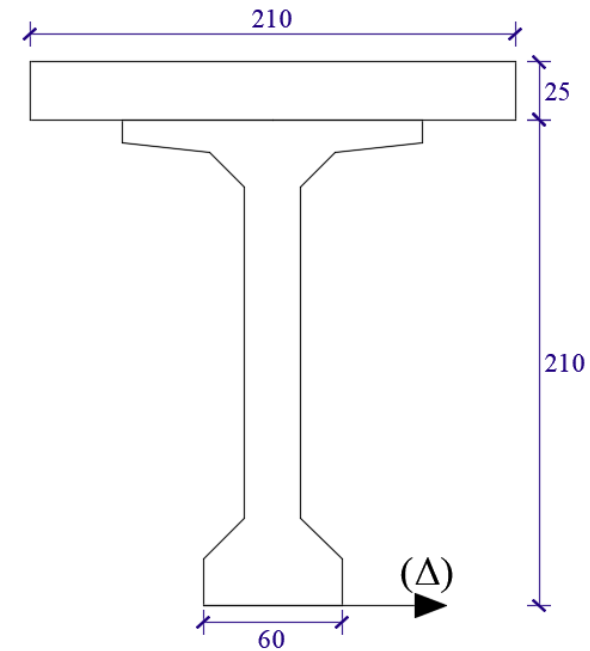


Figure VI. 3 Décomposition de la section médiane avec hourdis

VI.3.2- Section d'about avec hourdis:

Tableau VI. 4 Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis

Elément	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1	poutre	/	/	13422.5	111.07	53894626.5	1490856.675	165591627.8	219486254.3
2	hourdis	210	25	5250	222.5	273437.5	1168125	259907813	260181250
$B_{tot} = 18672.5 cm^2$						$\sum S_x = 2658981.675 cm^3$		$I_{/\Delta section} = 479667504.3 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	18672.5
$B_{net} (cm^2)$	17738.875
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	2658981.675
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	2526032.591
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	479667504.3
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	431700753.9
$v' (cm)$	142.4009466
$v (cm)$	92.59905345
$I_G (cm^4)$	101025997
$I_{G net} (cm^4)$	90923397.27
rendement ρ	0.388713978

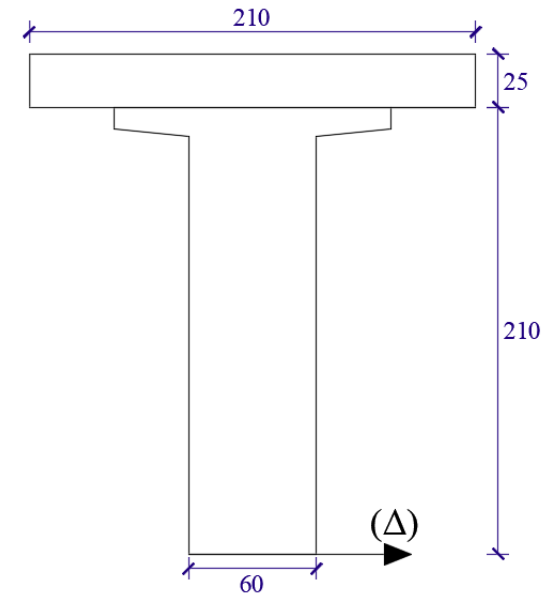


Figure VI. 4 Décomposition de la section d'about avec hourdis

VI.4- Inerties spécifiques:

Pour la section médiane on calcule les inerties suivantes:

- Inertie du hourdis par rapport à l'axe poutre avec hourdis:

$$I_d = 273437.5 + (25 \times 210) \times (222.5 - 157.217)^2 = 22648105.55 \text{ cm}^4$$

- Inertie de la poutre par rapport à l'axe poutre avec hourdis:

$$I_p = 41207846.02 + (7627.4) \times (112.283 - 157.217)^2 = 56608507.77 \text{ cm}^4$$

N.B : ces inerties seront nécessaires lors de l'application de la méthode de Guyon Massonet dans l'étude de la répartition des efforts transversaux.

VI.5- Caractéristiques géométriques des entretoises:

Tableau VI. 5 Caractéristiques géométriques l'entretoise avec dalle

Elément	Dimensions		$B(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$I_g(\text{cm}^4)$	$d^2 = (Z - Z_G)^2$	$d^2 \times B (\text{cm}^4)$	$I_{\text{axe } d+e}(\text{cm}^4)$
	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$						
dalle	1300	25	32500	172.5	1692708.333	141.6933	4605032.658	6297741
entretoise	30	160	4800	80	10240000	6495.7958	31179819.84	41419819.84
d+e	/	/	37300	$Z_G = 160.5965$	/	/	/	/

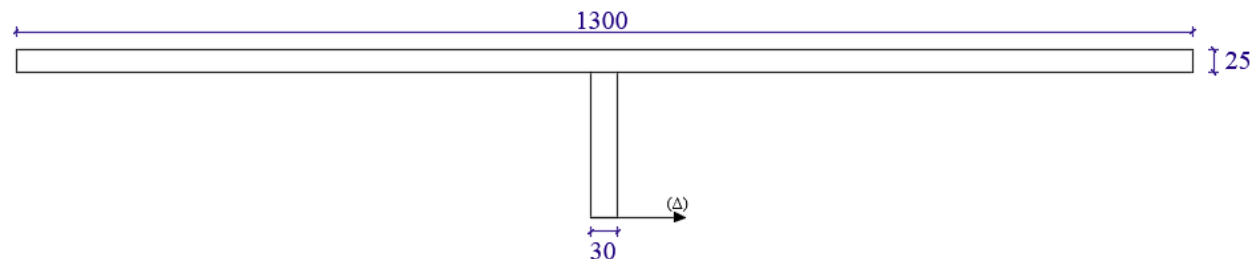


Figure VI. 5 Décomposition de l'entretoise

N.B : Ces caractéristiques seront nécessaires au calcul du paramètre d'entretoisement dans le chapitre suivant



CHAPITRE VII

CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER



VII.1- Introduction:

Dû à l'excentrement des charges appliquées au tablier et à la géométrie de ce dernier, les poutres reprennent des efforts différents en fonction de leur participation à la résistance dans chaque cas de charge.

L'étude transversal s'intéresse à la répartition des efforts entre les poutres et à déterminer la poutre la plus sollicitée. Dans ce présent chapitre, on présente deux méthodes pour l'étude transversal en se focalisant sur la répartition du moment entre les poutres.

La 1^{ère} méthode est celle de Guyon-Massonnet-Bares, elle se base sur le calcul manuel et le calcul de coefficient de participation pour déterminer la poutre la plus sollicitée.

La 2^{ème} méthode est la modélisation numérique de notre ouvrage et des charges appliquées avec Robot Structural Analysis.

VII.2- Application de la méthode de Guyon-Massonnet-Bares:

Cette méthode s'appuie évidemment sur la théorie des plaques, celle-ci permet de calculer les sollicitations dans les tabliers de pont. Les déformées vérifient l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = - \frac{p(x, y)}{D}$$

Avec:

ω : flèche.

p : la densité superficielle de la charge positionnée aux coordonnées x et y .

$D : Eh^3/12(1 - \nu^2)$ rigidité à la flexion de la plaque d'épaisseur h , de module d'élasticité E et de coefficient de poisson ν .

La résolution analytique de cette équation permet de déterminer les moments et les efforts tranchants dans toute la dalle de dimensions $a \times b$ avec $a \leq b$ en associant un chargement équivalent réparti sinusoïdal de la forme :

$$q(x, y) = q_0 \times \sin \frac{m\pi x}{a} \times \sin \frac{n\pi y}{b}$$

La solution quelle que soit la charge appliquée, peut être obtenue en décomposant celle-ci sous la forme d'une série de Fourier :

$$q(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \times \sin \frac{m\pi x}{a} \times \sin \frac{n\pi y}{b}$$

Pour obtenir la déformée:

$$\omega(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \times \sin \frac{m\pi x}{a} \times \sin \frac{n\pi y}{b}$$

Les coefficients A_{mn} sont déterminés en fonction des conditions aux limites.

La résolution mathématique pour les plaques minces élastiques reste néanmoins complexe et difficile à mettre en œuvre.

Guyon utilisa une méthode approximative basée sur des coefficients de répartition donnant des résultats approchés satisfaisants. Il s'occupa du cas d'une dalle orthotrope à rigidité torsionnelle négligeable. Massonnet introduisit à cette théorie, la torsion et puis avec Bares développa la méthode avec plusieurs exemples. Néanmoins, l'artifice de calcul impose de passer par une dalle rectangulaire équivalente à la dalle réelle disposant d'une géométrie parfois et souvent bien différente.

L'objectif est de déterminer les efforts transitant dans un grillage de poutres soumis à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti. Le système dalle + poutres est remplacé par un système uniforme composé d'une dalle anisotrope ou orthotrope ayant des caractéristiques constantes suivant chacun de ses axes transversal ou longitudinal. Ce passage d'une répartition discrète de la rigidité à une répartition continue est l'hypothèse principale sur laquelle repose la théorie GMB.

Le réseau de poutres est assimilé à une dalle orthotrope de longueur L et de largeur $2b$, possédant 2 bords libres selon l'axe longitudinal Ox et 2 bords simplement appuyés selon l'axe transversal Oy . La méthode s'appuie sur la résolution approchée de l'équation différentielle d'un grillage simple constitué, dans le sens y de m poutres (longerons) espacées les unes des autres de b_0 , et dans le sens x , de n entretoises espacées de L_0 . Les poutres et entretoises sont dans les deux sens, constituées par le même matériau, Elles sont résistantes à la torsion et assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre.

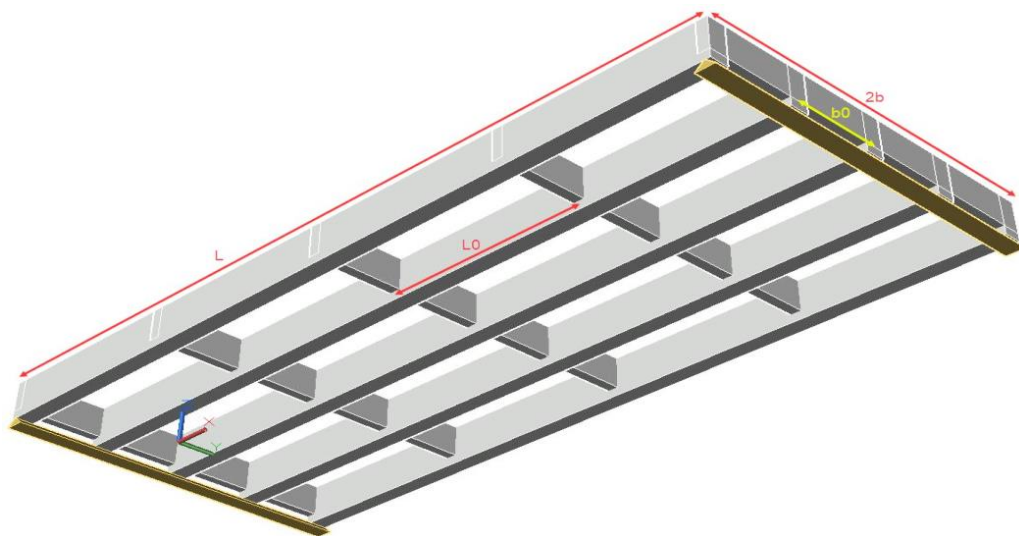


Figure VII. 1 Grillage de poutres de la méthode Guyon-Massonet-Bares

VII.2.1- Calcul des paramètres:**VII.2.1.1- Paramètre d'entretoisement θ :**

Ce paramètre caractérise la souplesse de l'entretoisement : plus θ est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

Avec:

L : longueur de la poutre: $L = 40 \text{ m}$

b : demi largeur de la dalle: $b = \frac{l_d}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$

ρ_p : rigidité de flexion unitaire des poutres par unité de longueur

ρ_e : rigidité de flexion unitaire des entretoises par unité de longueur.

- **Calcul de ρ_p :**

Pour calculer ρ_p nous devons en premier lieu déterminer:

La rigidité flexionnelle unitaire de la dalle seule /axe du centre de gravité poutre+dalle:

$$\overline{\rho_{DP}} = \frac{EI_d}{b_1} = \frac{22648105.55 \text{ E}}{210} = 107848.1217 \text{ E}$$

La rigidité flexionnelle unitaire de la poutre seule / axe du centre de gravité poutre+dalle:

$$\overline{\rho_P} = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{56608507.77 \text{ E}}{210} = 269564.3227 \text{ E}$$

La rigidité flexionnelle unitaire de la poutre+dalle /axe centre de gravité poutre+dalle:

Situation ELU : coefficient de poisson $\nu = 0$:

$$\rho_p = \overline{\rho_P} + \frac{\overline{\rho_{DP}}}{1 - \nu^2} = 269564.3227 \text{ E} + 107848.1217 \text{ E} = 377412.444 \text{ E}$$

Situation ELS : coefficient de poisson $\nu = 0,2$:

$$\rho_p = \overline{\rho_P} + \frac{\overline{\rho_{DP}}}{1 - \nu^2} = 269564.3227 \text{ E} + \frac{107848.1217 \text{ E}}{1 - 0.2^2} = 381906.116 \text{ E}$$

- **Calcul de ρ_e :**

Pour calculer ρ_e nous devons en premier lieu déterminer:

La rigidité flexionnelle unitaire de la dalle seule /axe du centre de gravité entretoise+dalle:

$$\overline{\rho_{de}} = \frac{EI_d}{L_0} = \frac{6297741 \text{ E}}{1300} = 4844.41 \text{ E}$$

La rigidité flexionnelle unitaire de l'entretoise seule / axe du centre de gravité entretoise+dalle:

$$\overline{\rho_e} = \frac{EI_p}{L_0} = \frac{41419819.84 E}{1300} = 31861.4 E$$

La rigidité flexionnelle unitaire de l'entretoise+dalle /axe centre de gravité entretoise+dalle:

Situation ELU : coefficient de poisson $\nu = 0$:

$$\rho_e = \overline{\rho_e} + \frac{\overline{\rho_{de}}}{1 - \nu^2} = 31861.4 E + 4844.41 E = 36705.81 E$$

Situation ELS : coefficient de poisson $\nu = 0,2$:

$$\rho_e = \overline{\rho_e} + \frac{\overline{\rho_{de}}}{1 - \nu^2} = 31861.4 E + \frac{4844.41 E}{1 - 0.2^2} = 36907.66 E$$

Donc le paramètre d'entretoisement θ sera:

Situation ELU : coefficient de poisson $\nu = 0$:

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = \frac{6}{39} \sqrt[4]{\frac{377412.444 E}{36705.81 E}} = 0.2755$$

Situation ELS : coefficient de poisson $\nu = 0,2$:

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = \frac{6}{39} \sqrt[4]{\frac{381906.116 E}{36907.66 E}} = 0.2759$$

VII.2.1.2- Paramètre de torsion α :

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion dont la valeur de α est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}}$$

Avec:

γ_p : rigidité unitaire à la torsion de la poutre.

γ_e : rigidité unitaire à la torsion de l'entretoise.

- **Calcul de γ_p :**

La rigidité unitaire à la torsion de la poutre sera calculée comme suit:

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0}$$

Avec :

C_p : rigidité à la torsion de la poutre, calculée à l'aide d'une section simplifiée de la poutre définie ci-dessous.

Section simplifiée:

$S_1 = 2234.6 \text{ cm}^2$: surface de la partie table de compression ;

$S_2 = 1956 \text{ cm}^2$: surface de la partie talon.

La section simplifiée est déduite de façon à garder les surfaces constantes et à simplifier la géométrie vers des éléments rectangulaires dont les dimensions seront utilisées pour calculer C_p :

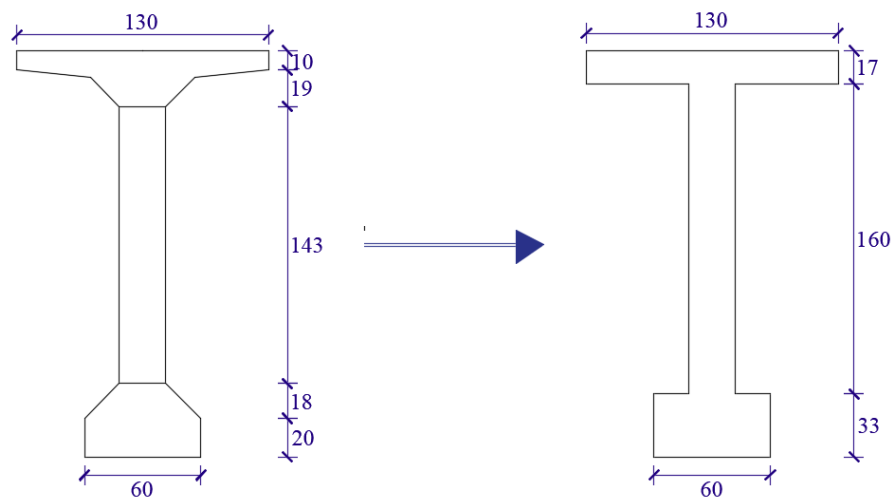


Figure VII. 2 Section simplifiée de la poutre

La hauteur simplifiée de la partie talon est déduit par :

$$h_1 = \frac{S_1}{130} = \frac{2234.6}{130} = 17.19 \text{ cm}$$

La hauteur simplifiée de la partie table de compression est déduit par :

$$h_2 = \frac{S_2}{60} = \frac{1956}{60} = 32.6 \text{ cm}$$

Puisque la hauteur totale de la poutre reste constante, la hauteur de l'âme est :

$$h_3 = 210 - h_1 - h_2 = 160.21 \text{ cm}$$

La rigidité à la torsion de la poutre est ensuite calculée par :

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\sum h_i b_i^3 + \frac{b_0 e_d^3}{2} \right]$$

Avec :

G : module de déformation transversale du béton.

h_i et b_i : plus grande et plus dimension de chacun des rectangles respectivement ;

b_0 ; entraxe des poutres ;

e_d : épaisseur de la dalle.

A.N :

$$C_p = \frac{E}{6(1 + 0.2)} \left[130 \times 17.19^3 + 60 \times 32.6^3 + 160.21 \times 24^3 + \frac{210 \times 25^3}{2} \right]$$

$$\Rightarrow C_p = 915898.852 E$$

Donc:

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{915898.852 E}{210} = 4361.423 E$$

- **Calcul de γ_e** : méthode préconisée par le guide VIPP67 pour les inerties de torsion:

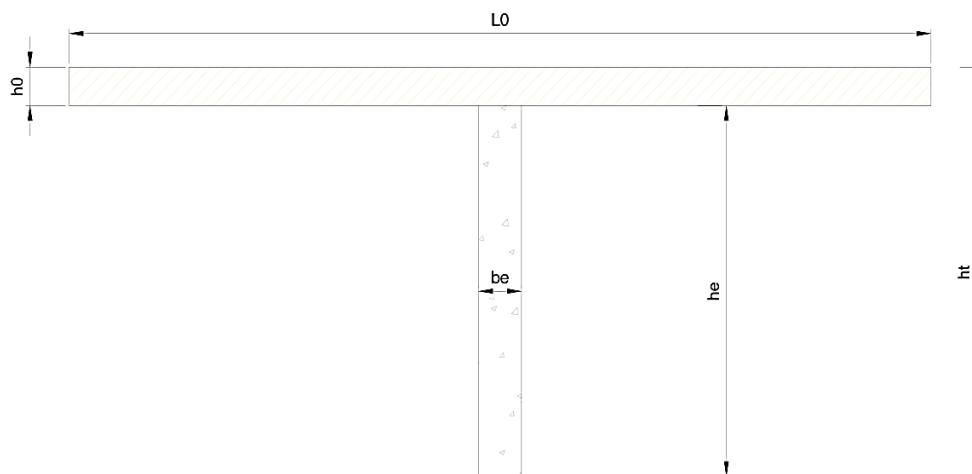


Figure VII. 3 Notation des éléments de l'entretoise pour le calcul de γ_e

L'entretoise est décomposée en 2 sections d'inertie K_i

- **Hourdis :** (L_0 étant la distance séparant 2 entretoises)

$$K_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times L_0 \times h_0^3 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1300 \times 25^3 = 3385416.667 \text{ cm}^4$$

Dalle fine et élancée $\Rightarrow$ coefficient $\frac{1}{3}$; cohérence méthode GMB $\Rightarrow$ coefficient $\frac{1}{2}$.

- **Ame verticale entretoise:**

$$K_2 = \alpha [2h_e / b_e] \times h_e \times b_e^3 = \frac{1}{3} [2 \times 160 / 30] \times 160 \times 30^3 = 15360000 \text{ cm}^4$$

Donc la rigidité unitaire à la torsion de l'entretoise est:

$$\gamma_e = G \times (K_1 + K_2) / L_0 = \frac{E}{2(1 + 0.2)} \times (3385416.667 + 15360000) / 1300$$

$$\gamma_e = 6008.146 E$$

Donc, le paramètre de torsion sera:

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}} = \frac{4361.423 E + 6008.146 E}{2\sqrt{381906.116 E \times 36907.66 E}}$$

$$\alpha = 0.04367 \approx 0.044$$

VII.2.2- Calcul du moment fléchissant longitudinal:

VII.2.2.1- Disposition des poutres:

La figure suivante montre la disposition des poutres réelles par rapport au réseau de poutres utilisé dans le développement de la méthode de Guyon-Massonet-Bares :

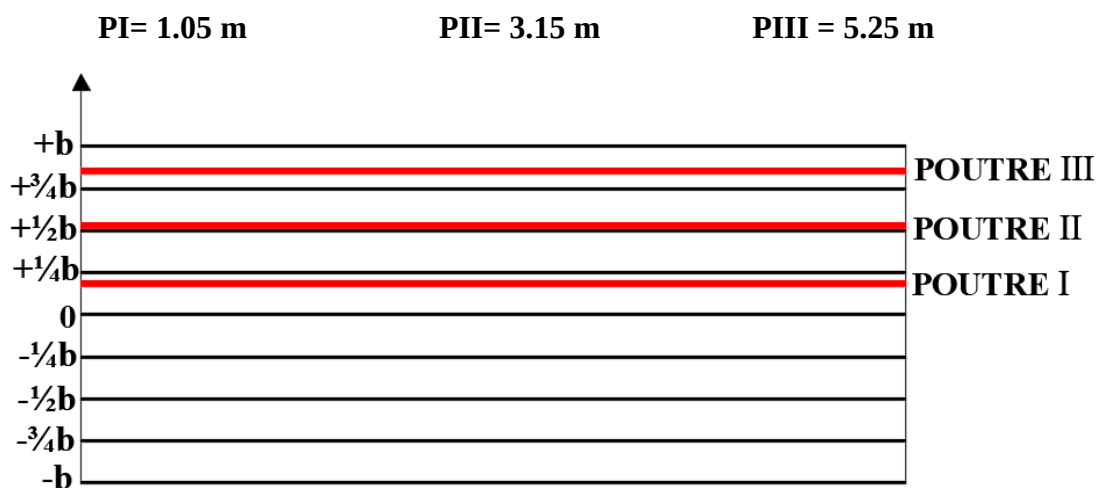


Figure VII. 4 Disposition des poutres (vue en plan)

VII.2.2.2- Coefficient de répartition transversale K_m^α :

On a $\theta = 0.28$ et $\alpha = 0.044$.

On utilise pour le calcul de K_α l'interpolation de Sattler:

$$K_m^\alpha = K_m^0 + (K_m^1 - K_m^0)\alpha^{f(\theta)}$$

$f(\theta)$ étant pour des valeurs de $0.1 < \theta \leq 1$:

$$f(\theta) = 1 - e^{[(0,065-\theta)/0,663]}$$

Ce qui donne pour notre cas:

$$f(0.28) = 1 - e^{[(0,065-0.28)/0,663]} = 0.277$$

Donc l'interpolation de K_m^α sera donnée par:

$$K_m^\alpha = K_m^0 + (K_m^1 - K_m^0)0.044^{0.277}$$

Les valeurs que nous avons pour K_m^0 et K_m^1 sont pour des valeurs de $\theta = 0.25$ et $\theta = 0.3$ (voir Annexe)

Par interpolation linéaire de la forme:

$$K(0.28) = \frac{0.28 - 0.25}{0.3 - 0.25} [K(0.3) - K(0.25)] + K(0.25)$$

On obtient les coefficients K_m^0 et K_m^1 pour $\theta = 0.28$

Tableau VII. 1 Valeurs de K_m^0 pour $\theta = 0.28$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.9541	0.97948	1.00348	1.0225	1.03062	1.0225	1.00348	0.97948	0.9541
	b/4	0.2189	0.42222	0.62516	0.82574	1.0225	1.20904	1.38162	1.5461	1.70826
	b/2	-5.50304	-0.12772	0.24818	0.62516	1.00348	1.38162	1.75572	2.12174	2.4845
	3b/4	-1.21772	-0.67344	-0.12772	0.42222	0.97948	1.5461	2.12174	2.70236	3.2819
	b	-1.93022	-1.21778	-0.50304	0.2189	0.9541	1.7082	2.4845	3.2819	4.09358

Tableau VII. 2 Valeurs de K_m^1 pour $\theta = 0.28$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.97232	0.98688	1.00156	1.01418	1.01996	1.01418	1.00156	0.98688	0.97232
	b/4	0.8928	0.92152	0.95194	0.98368	1.01418	1.03854	1.05174	1.05848	1.06318
	b/2	0.82348	0.86314	0.90558	0.95194	1.00156	1.05174	1.0974	1.13364	1.1651
	3b/4	0.76222	0.8108	0.86314	0.92152	0.98688	1.05848	1.13364	1.20782	1.27656
	b	0.70554	0.76222	0.82348	0.8928	0.97232	1.06318	1.1651	1.27656	1.39376

On utilise l'interpolation de Sattler pour obtenir les valeurs de K_m^α :

$$K_m^\alpha = K_m^0 + (K_m^1 - K_m^0)0.044^{0.277}$$

Tableau VII. 3 Valeurs de K_m^α pour $\theta = 0.28$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.96177	0.9825	1.00267	1.019	1.0261	1.019	1.00267	0.9826	0.96177
	b/4	0.50262	0.6324	0.7627	0.8922	1.0189	1.1373	1.2427	1.341	1.4367
	b/2	0.05544	0.2894	0.5249	0.7627	1.0027	1.2427	1.4786	1.7057	1.929
	3b/4	-0.3841	-0.0485	0.2894	0.6324	0.9826	1.3408	1.7057	2.073	2.4376
	b	-0.8205	-0.3841	0.0554	0.5026	0.9618	1.4366	1.9290	2.4376	2.9569

On obtient ensuite les valeurs de K_m^α pour les poutres réelles de notre ouvrages par interpolation linéaire en fonction de leur disposition:

Tableau VII. 4 Valeurs de K_m^α pour $\theta = 0.28$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	P1 1.05m	0.6404	0.7375	0.8347	0.9303	1.02114	1.1018	1.1707	1.2334	1.2942
	P2 3.15m	0.01148	0.2556	0.5014	0.7497	1.00066	1.2526	1.5013	1.7425	1.9799
	P3 5.25m	-0.6023	-0.2164	0.1725	0.5675	0.9722	1.3887	1.8174	2.2554	2.697

Ces coefficient donnent la participation de chacune de nos poutres en fonction de l'excentrement de la charge par rapport à l'axe de l'ouvrage :

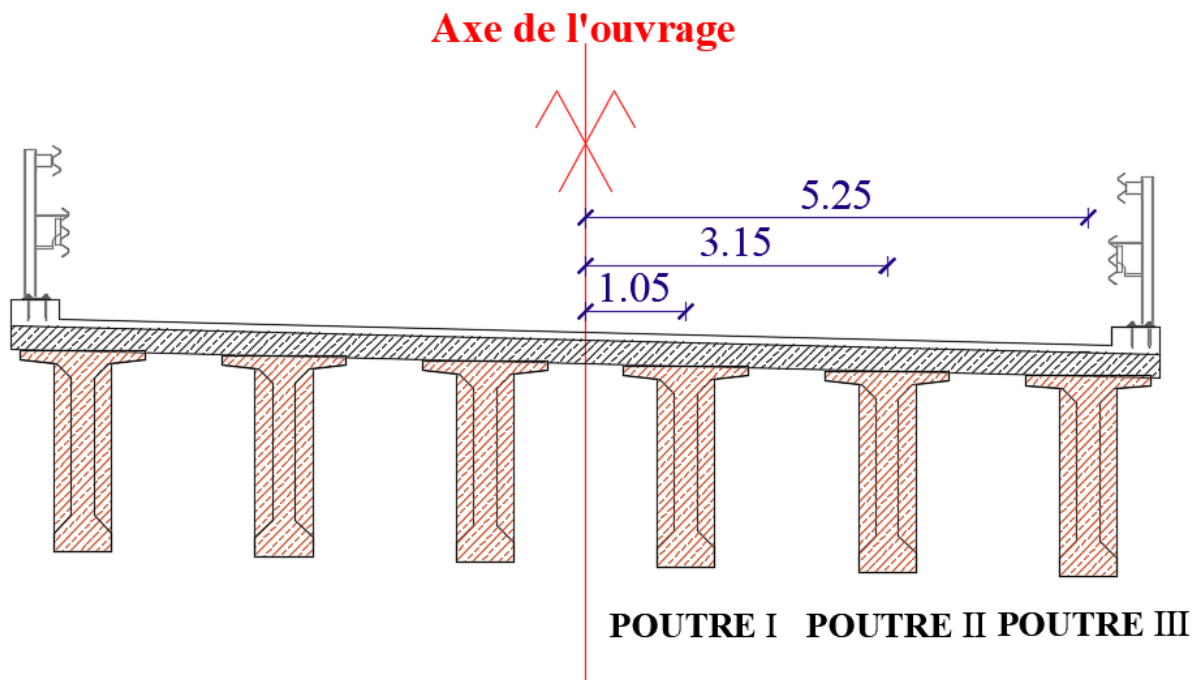


Figure VII. 5 Disposition des poutres (vue en travers)

Les courbes de K_m^α en fonction de l'excentrement de la charge et pour les différentes poutres sont montrées sur la figure suivante:

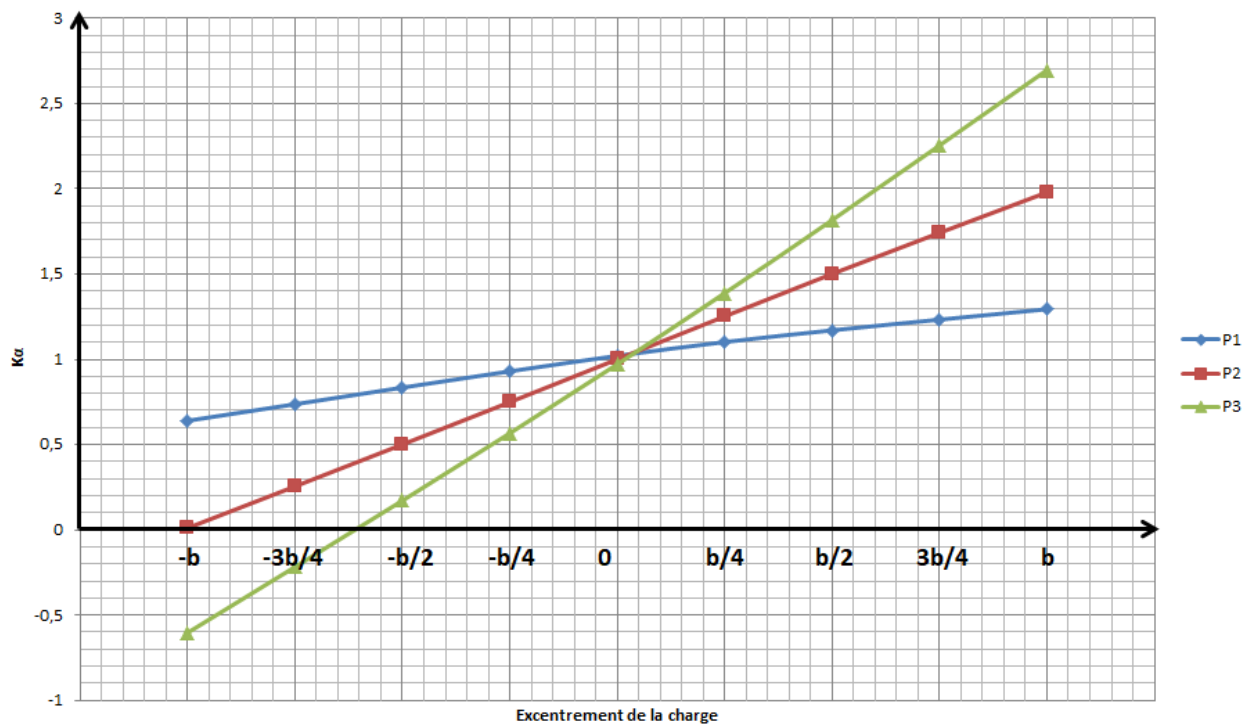


Figure VII. 6 Courbes du coefficient de participation K_m^α pour chaque poutre

VII.2.2.3- Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour chaque type de chargement:

L'intersection des chargements avec la courbe K_{α} nous renseignera sur l'influence de chaque type de chargement sur chaque poutre.

Les surfaces et les distances sont obtenues à partir du logiciel Autodesk AutoCAD. (voir Annexe)

- **Chargement sous système A(L):**

Tableau VII. 5 $K_{\alpha moy}$ sous chargement A(L) pour 1 voie chargée

Poutre	Surface	Largeur chargée (m)	$K_{\alpha moy}$
P1	3.9501	3.33	1.18621622
P2	5.1739	3.33	1.55372372
P3	6.3834	3.33	1.91693694

Tableau VII. 6 $K_{\alpha moy}$ sous chargement A(L) pour 2 voies chargées

Poutre	Surface	Largeur chargée (m)	$K_{\alpha moy}$
P1	7.3511	6.67	1.10211394
P2	8.5169	6.67	1.27689655
P3	9.6418	6.67	1.44554723

Tableau VII. 7 $K_{\alpha moy}$ sous chargement A(L) pour 3 voies chargées

Poutre	Surface	Largeur chargée (m)	$K_{\alpha moy}$
P1	10.0574	10	1.00574
P2	10.0304	10	1.00304
P3	9.9309	10	0.99309

- **Chargement sous système B_c:**

Tableau VII. 8 $K_{\alpha moy}$ sous chargement B_c pour 1 file

Poutre	K1	K2	$K_{\alpha moy}$
P1	1.2614	1.1592	1.2103
P2	1.7820	1.4598	1.6209
P3	2.3290	1.7459	2.03745

Tableau VII. 9 $K_{\alpha moy}$ sous chargement B_c pour 2 files

Poutre	K1	K2	K3	K4	$K_{\alpha moy}$
P1	1.2614	1.1592	1.1362	1.0346	1.14785
P2	1.7820	1.4598	1.3769	1.0426	1.415325
P3	2.3290	1.7459	1.6030	1.0416	1.679875

Tableau VII. 10 $K_{\alpha moy}$ sous chargement B_c pour 3 files

Poutre	K1	K2	K3	K4	K5	K6	$K_{\alpha moy}$
P1	1.2614	1.1592	1.1362	1.0346	1.006	0.8825	1.07998333
P2	1.7820	1.4598	1.3769	1.0426	0.9588	0.6256	1.20761667
P3	2.3290	1.7459	1.6030	1.0416	0.9047	0.37	1.33236667

- Chargement sous système B_t :

Tableau VII. 11 $K_{\alpha moy}$ sous chargement B_t pour 1 tandem

Poutre	K1	K2	$K_{\alpha moy}$
P1	1.2333	1.1477	1.1905
P2	1.7425	1.4184	1.58045
P3	2.2554	1.6745	1.96495

Tableau VII. 12 $K_{\alpha moy}$ sous chargement B_t pour 2 tandems

Poutre	K1	K2	K3	K4	$K_{\alpha moy}$
P1	1.2333	1.1477	1.1018	0.9908	1.1184
P2	1.7425	1.4184	1.2525	0.9170	1.3326
P3	2.2554	1.6745	1.3887	0.8373	1.538975

- Chargement sous système M_{c120} :

Tableau VII. 13 $K_{\alpha moy}$ sous chargement M_{c120}

Poutre	Surface	Largeur chargée (m)	$K_{\alpha moy}$
P1	2.3301	2	1.16505
P2	2.9443	2	1.47215
P3	3.5613	2	1.78065

- Chargement sous système D_{240}

Tableau VII. 14 $K_{\alpha moy}$ sous chargement D_{240}

Poutre	Surface	Largeur chargée	$K_{\alpha moy}$
P1	3.5153	3.2	1.09853125
P2	4.0051	3.2	1.25159375
P3	4.4548	3.2	1.392125

Les coefficients $K_{\alpha moy}$ et les moments pondérés correspondant sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VII. 15 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre et cas de chargement

			Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
Charges et surcharges		M_0 (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_0\text{ réel}$ (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_0\text{ réel}$ (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_0\text{ réel}$ (KN.m)
Charge permanente G		7402.53	1	7402.53	1	7402.53	1	7402.53
Système A	1 voie	1021.31	1.1862	1211.49	1.5537	1586.83	1.9169	1957.78
	2 voies	2042.58	1.10211	2251.15	1.2769	2608.16	1.4455	2952.64
	3 voies	2760.32	1.00574	2776.16	1.00304	2768.71	0.9931	2741.24
Système B _c	1 file	912.56	1.2103	1104.47	1.6209	1479.16	2.03745	1859.29
	2 files	1687.28	1.14785	1936.74	1.41532	2388.04	1.679875	2834.41
	3 files	2198.1	1.07998	2373.91	1.2076	2654.46	1.332367	2928.67
Système B _t	1 tandem	633.13	1.1905	753.74	1.58045	1000.63	1.96495	1244.06
	2 tandems	1273.48	1.1184	1424.26	1.3326	1697.03	1.538975	1959.85
M _{c120}		1749.9	1.16505	2038.72	1.4722	2576.11	1.78065	3115.95
D ₂₄₀		2970	1.09853	3262.63	1.25159	3717.23	1.392125	4134.61

VII.2.2.4- Combinaisons des charges:

Les combinaisons de charge sont conformes au *Règlement des Charges pour le calcul des Ponts Routiers* (RCPR 2008 art 6.2.2)

Tableau VII. 16 Combinaisons de charges pour la détermination de la poutre la plus sollicitée

		Moment sous combinaison (KN.m)		
		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
E.L.S	G+1.2A(L)	10733.92	10724.98	10945.70
	G+1.2B _c	10251.22	10587.88	10916.94
	G+M _{c120}	9441,25	9978,64	10518,48
	G+D ₂₄₀	10665.16	11119.76	11537.14
E.L.U	1.35G+1.6A(L)	14435.27	14423.35	14717.64
	1.35G+1.6B _c	13791.67	14240.55	14679.29
	1.35G+1.35M _{c120}	12745,68	13471,17	14199,96
	1.35G +1.35D ₂₄₀	14397.97	15011.68	15575.14

VII.3- Application de la méthode numérique:

La modélisation numérique faite en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis est passée par les étapes suivantes :

- Modélisation des poutres et des appuis ;
- Définition des charges permanentes CP+CCP
- Définition des différentes surcharges (A1 ; B_C, M_{c120}, D240) ;
- Combinaison et pondération des charges et surcharges ;
- Lancement des calculs.

La figure suivante montre le modèle numérique final du tablier :

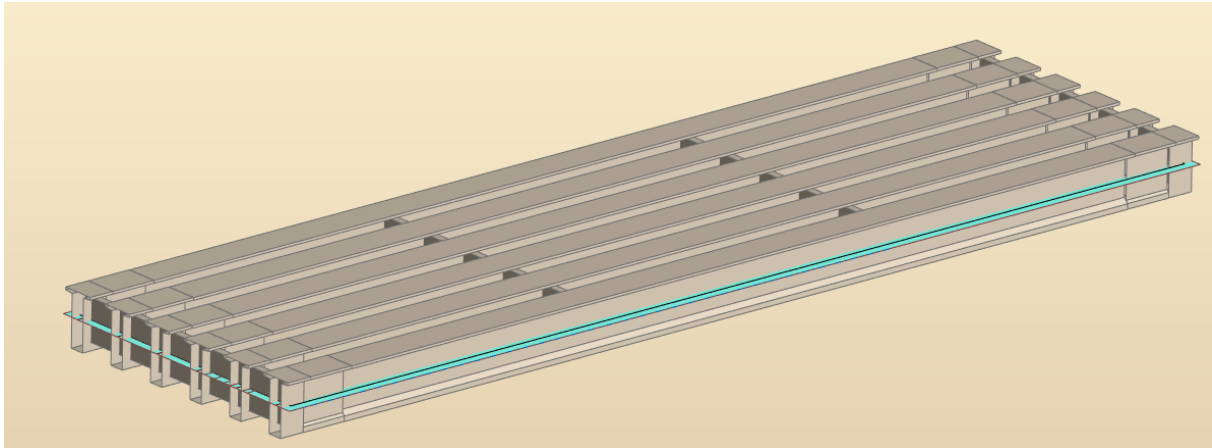


Figure VII. 7 Modèle numérique du tablier

Suite aux calculs, la poutre la plus sollicitée est la poutre III sous chargement du poids propre G et du convoi D240. Les efforts calculés vis-à-vis l'ELU et l'ELS sont indiqués sur les deux figures suivantes :

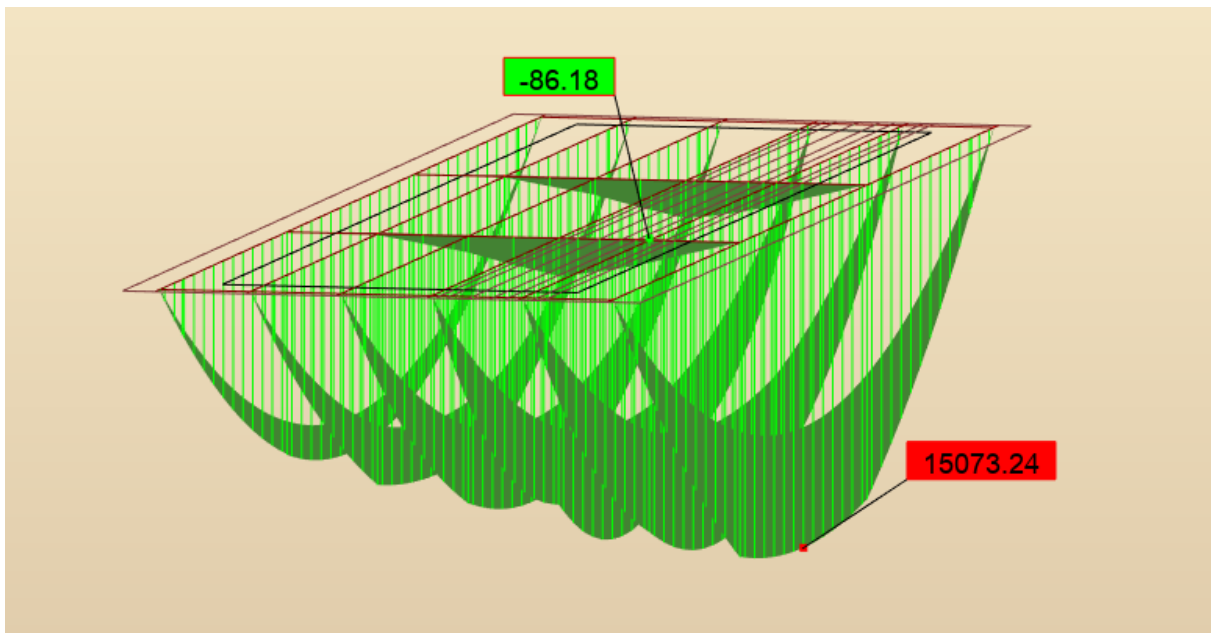


Figure VII. 8 La poutre la plus sollicitée à l'ELU d'après le modèle numérique

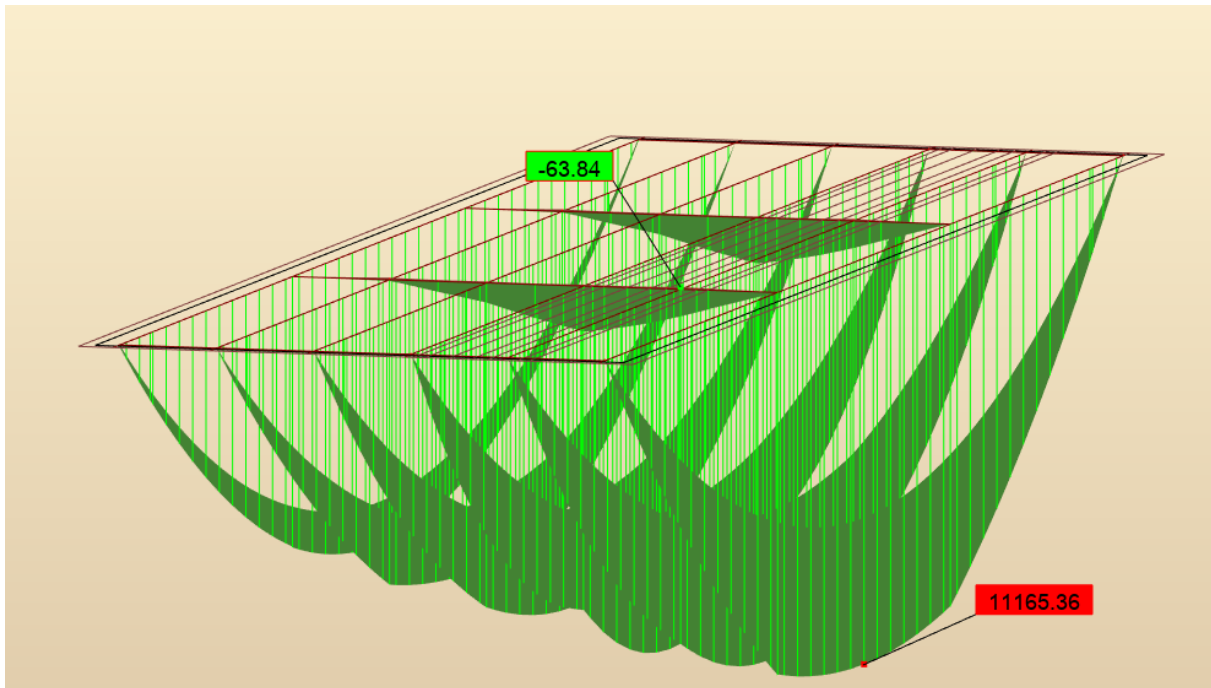


Figure VII. 9 La poutre la plus sollicitée à l'ELS d'après le modèle numérique

Les efforts obtenus pour la poutre III sous différent cas de chargement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 17 Moment et efforts tranchant maximal obtenu par modélisation numérique

ELU	$M(KN.m)$	$V(KN)$	ELS	$M(KN.m)$	$V(KN)$
1.35G+1.6 AL1	13107.04	1341.166	G+1.2 AL1	9741.06	996.570
1.35G+1.6 AL2	14624.68	1460.895	G+1.2 AL2	10879.28	1086.561
1.35G+1.6 AL3	14066.34	1466.273	G+1.2 AL3	10460.89	1090.528
1.35 G+1.6BC1	12969.52	1357.719	G+1.2BC1	9637.91	1025.001
1.35 G+1.6BC2	14469.68	1555.914	G+1.2BC2	10763.04	1157.826
1.35 G+1.6BC3	14403.75	1531.462	G+1.2BC3	10713.59	1139.487
1.35 G+1.35Mc120	14202.42	1444.637	G+Mc120	10520.31	1070.101
1.35 G+1.35D240	15073.24	1732.225	G+D240	11165.36	1283.129

VII.4- Comparaison des résultats :

On calcul l'erreur en pourcentage sur l'évaluation des efforts sollicitant la poutre III sous différent cas de charge en utilisant la formule :

$$e = \left| \frac{M_{guyon} - M_{modèle}}{M_{guyon}} \right| \times 100$$

Tableau VII. 18 Erreur sur l'évaluation du moment sollicitant la poutre III

		Moment sous combinaison (KN.m)		
		M_{guyon} (KN.m)	$M_{modèle}$ (KN.m)	e (%)
E.L.S	G+1.2A(L)	10945.70	10460,89	4.43
	G+1.2B _c	10916.94	10713,59	1.86
	G+M _{c120}	10518,48	10520,31	0.02
	G+D ₂₄₀	11537.14	11165,36	3.22
E.L.U	1.35G+1.6A(L)	14717.64	14066,34	4.43
	1.35G+1.6B _c	14679.29	14403,75	1.88
	1.35G+1.35M _{c120}	14199,96	14202,42	0.02
	1.35G +1.35D ₂₄₀	15575.14	15073,24	3.22

L'erreur maximale est de $e = 4.43 \%$

L'erreur sur la combinaison la plus défavorable sous chargement G et convoi D240 est de :

$$e = 3.22 \%$$

VII.5- Conclusion :

D'après la méthode de Guyon-Massonet-Bares, la poutre la plus sollicitée par le moment est la poutre III sous les combinaisons suivantes:

$$\text{E.L.S:} \quad M_{G+D_{240}} = 11537.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.U:} \quad M_{1.35G+1.35D_{240}} = 15575.14 \text{ KN.m}$$

D'après le calcul numérique, la poutre la plus sollicitée par le moment est la poutre III sous les combinaisons suivantes:

$$\text{E.L.S:} \quad M_{G+D_{240}} = 11165,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.U:} \quad M_{1.35G+1.35D_{240}} = 15073,24 \text{ KN.m}$$

L'erreur sur l'évaluation du moment sollicitant la poutre III étant de $e = 3.22 \%$, la marge est jugée acceptable pour continuer l'étude du tablier en utilisant les résultats du modèle numérique.



CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRECONTRAITE ET

CALCUL DES DEFORMATIONS



VIII.1- Introduction:

Le béton précontraint, tout comme le béton armé, associe le béton aux armatures, mais le principe est fondamentalement différent.

L'inventeur de la précontrainte, Eugène Freyssinet, eut l'idée de ne faire travailler le béton qu'en compression. Il définit en 1928 la précontrainte par : « Pré contraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. ».

En effet, le principe de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois le béton en service, les contraintes de compression s'oppose aux contraintes de traction engendrées par les charges et surcharges.

L'utilisation du béton est ainsi optimisée et rentabilisée en l'utilisant pour sa meilleur qualité, sa résistance à la compression.

Les contraintes préalables de compression sont appliquées grâce à des câbles de précontrainte en acier. On tend ces câbles par des vérins de précontrainte qui vont par réaction appliquer un effort de compression sur le béton.

VIII.1.1- Procédé de la précontrainte:

Le procédé utilisé pour notre ouvrage est la mise en tension des câbles par « post-tension ».

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier (cachetage) pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

VIII.1.2- Calcul de la précontrainte :

La détermination de l'effort de précontrainte à appliquer doit prendre en compte deux phases de réalisation.

a) Phase de mise en tension :

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

b) Variation dans le temps :

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

VIII.2- Calcul du nombre de câbles :

Le calcul du nombre de câbles se fera selon le BPEL à l'ELS, et la vérification à l'ELU; les justifications seront faites selon la classe II.

- Caractéristiques de la poutre :**

On rappelle les caractéristiques géométriques des poutres calculées dans le Chapitre VI :

Tableau VIII. 1 Caractéristiques géométriques de la poutre

	Section en about		Section médiane	
	Poutre	Poutre + hourdis	Poutre	Poutre + hourdis
$B \text{ (m}^2\text{)}$	1,3423	1,8673	0,7627	1,2877
$v' \text{ (m)}$	1,1107	1,4240	1,1228	1,5722
$v \text{ (m)}$	0,9893	0,9260	0,9772	0,7778
$I_G \text{ (m}^4\text{)}$	0,5389	1,0103	0,4121	0,7926
$i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	0,401	0,541	0,540	0,616
rendement ρ	0,365	0,410	0,492	0,503

- Caractéristiques des armatures actives :**

On rappelle les caractéristiques des armatures actives évoquées dans le Chapitre IV :

Tableau VIII. 2 Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actives

Câble	Nombre de torons	$A_p \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_c \text{ (mm}^2\text{)}$	$f_{prg} \text{ (Mpa)}$	$f_{peg} \text{ (Mpa)}$	Diamètre de gaine (m)
T15s	13	150	1950	1860	1674	0.08

- Caractéristiques mécaniques du béton:**

On rappelle les caractéristiques du béton établies dans le Chapitre IV :

Tableau VIII. 3 Caractéristiques mécaniques

$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$f_{t28} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bt1} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bt2} \text{ (MPa)}$
35	2.7	-4.05	-2.7

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} \\ \sigma_{bt2} = -f_{t28} \end{cases}$$

- **Moment sollicitant :**

Tableau VIII. 4 Moments sollicitant la poutre

M_{gp} (MN.m)	3,64
M_{max} (MN.m)	11,165
M_{min} (MN.m)	7,138

Avec :

M_{gp} : moment sous poids propre de la poutre seulement.

M_{min} : moment sous poids propre G.

M_{max} : moment sous poids propre G et convoi D₂₄₀.

VIII.2.1- – Détermination de la précontrainte minimale :

Les caractéristiques considérées sont celles de la poutre médiane avec hourdis

La précontrainte minimale est donnée par : $P_{min} = \max (P_I ; P_{II})$ avec :

P_I : précontrainte minimale en section sous-critique.

P_{II} : précontrainte minimale en section sur-critique.

Leurs valeurs sont calculées par les formules suivantes :

- **Précontrainte minimale en section sous-critique :**

$$P \geq P_I = \frac{B \times v \times v'}{I \times (v + v')} \times (M_{\max} - M_{\min})$$

$$P_I = \frac{1.2877 \times 0.7778 \times 1.5722}{0.7926 \times (0.7778 + 1.5722)} \times (11.165 - 7.138) = 3.4 \text{ MN}$$

- **Précontrainte minimale en section sur-critique :**

$$P \geq P_{II} = \frac{M_{\max}}{\frac{I}{B \times v'} + v' - d'}$$

$$P_{II} = \frac{11.165}{\frac{0.7926}{1.2877 \times 1.5722} + 1.5722 - 0.235} = 6.46 \text{ MN}$$

Comme $P_{II} > P_I$ la section est sur-critique et la précontrainte minimale est alors :

$$P_{min} = \max (P_I ; P_{II}) = P_{II} = 6.46 \text{ MN}$$

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

Le nombre de câbles est déterminé par :

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

Avec :

n : nombre de câbles.

ΔP : pertes de tension estimées à 25% de la tension initiale

P_0 : précontrainte par câble donnée par :

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

$$P_0 = \min\{(0,8 \times 1860 \times 1950 \times 10^{-6}); (0,9 \times 1674 \times 1950 \times 10^{-6})\}$$

$$P_0 = \min(2.9016; 2.938)$$

$$\Rightarrow P_0 = 2.9016 \text{ MN}$$

Donc :

$$n \geq \frac{6.46}{(1 - 0.25)2.9016}$$

$$n \geq 2.97$$

On prend donc : **3 câbles 13T15s.**

VIII.2.3- Vérification de la borne supérieure :

Pour s'assurer que P_0 n'est pas excessive et éviter le surplus de câbles, on vérifie la condition suivante :

$$0,75nP_0 \leq B_{nette}\sigma_{bc} - \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

$$0,75 \times 3 \times 2.9016 \leq 1.2877 \times 21 - \frac{11.165 - 7.138}{0.503 \times 2.35}$$

$$\Rightarrow 6.5286 \leq 23.634 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

VIII.2.4- Vérification du nombre de câbles en about :

Les caractéristiques considérées sont celles de la section médiane seule.
Les contraintes doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M_{gp}) \geq -1,5f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M_{gp}) \leq 0,6f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec:

e_0 : excentricité de la précontrainte donnée par :

$$e_0 = -(v' - d') = -(1.1228 - 0.235) = -0.8878$$

$$\begin{cases} \frac{P}{0,7627} + \frac{0,9772}{0,4121} (P \times -0.9128 + 3.64) \geq -1,5f_{tj} \\ \frac{P}{0,7627} - \frac{1,1228}{0,4121} (P \times -0.9128 + 3.64) \leq 0,6f_{cj} \end{cases}$$

Ce qui donne:

$$\Rightarrow \begin{cases} P \leq 15.97 \text{ MN} \\ P \leq 8.29 \text{ MN} \end{cases}$$

Le nombre de câbles sera alors:

$$n \leq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0}$$

On considère des pertes faibles (10%) à l'about pour nous placer dans un cas défavorable.

$$n \leq \frac{8.29}{0.9 \times 2.9016}$$

$$n \leq 3,17$$

Donc les 3 câbles vérifient la limite de contrainte à l'about.

VIII.3- Vérification des contraintes normales :

La vérification des contraintes se fera pour les différentes étapes de réalisation en s'assurant que la contrainte appliquée est admissible et ce en vérifiant l'inégalité:

$$\sigma_{\text{min}} \leq \sigma \leq \sigma_{\text{max}}$$

Avec :

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{Mp}$$

σ : contrainte à la fibre supérieure ou inférieure selon v et v' respectivement.

σ_g : contrainte due au poids propre avec $\sigma_g = \frac{M_g v}{I_G}$ où M_g est le moment sous poids propre.

σ_p : contrainte due à la précontrainte $\sigma_p = \frac{P}{B}$.

σ_{Mp} : contrainte due au moment de la précontrainte $\sigma_{Mp} = \frac{M_p v}{I_G}$.

σ_{max} : contrainte maximale admissible.

La condition à vérifier sera donc :

$$\begin{cases} \sigma_{min} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{max} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} \leq \frac{P}{B} - (Pe_0 - M) \frac{v}{I} \leq \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \leq \frac{P}{B} + (Pe_0 - M) \frac{v'}{I} \leq \sigma_{max} \end{cases}$$

VIII.3.1- Etapes de la vérification :

Les contraintes admissibles à vérifier lors des phases de réalisation sont indiquées sur la figure suivante :

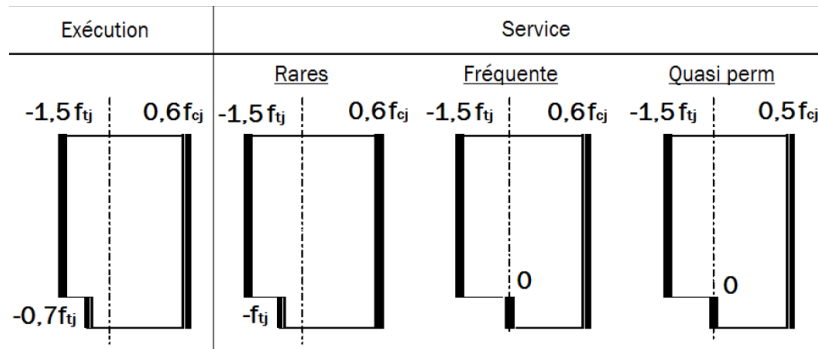


Figure VIII. 1 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons

• Première étape (7 jours) :

- La mise en tension est à 50%.
- Les pertes considérées sont de 10%.
- Le moment sollicitant est celui du poids propre de la poutre seule.
- La résistance à la compression à 7 jours :

$$f_{c7} = \frac{7 \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times 7} = 23.179 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = 0.6 \times f_{c7} = 0.6 \times 23.179 = 13.907 \text{ MPa}$$

- La résistance à la traction à 7 jours :

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times 23.245 = 1.991 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -1.5f_{t7} = -2.986 \text{ MPa}$$

- Effort de précontrainte:

$$P = (1 - \Delta P) \times 0.5 \times n \times P_0 = 0.90 \times 0.5 \times 3 \times 2.9016 = 3.9172 \text{ MN}$$

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.9172}{0.7627} - (3.9172 \times 0.8878 - 3.64) \frac{0.9772}{0.4121} = 5.52 \text{ MPa} \leq 13.907 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \\ \sigma_{inf} = \frac{3.9172}{0.7627} + (3.9172 \times 0.8878 - 3.64) \frac{1.1228}{0.4121} = 4.69 \text{ MPa} \leq 13.907 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

- **Deuxième étape (28 jours) :**

- La mise en tension est à 100%.
- Les pertes considérées sont de 10%.
- Le moment sollicitant est celui du poids propre de la poutre seule.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{max} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

- La résistance à la traction à 28 jours :

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

$$\sigma_{min} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

- Effort de précontrainte:

$$P = (1 - \Delta P) \times n \times P_0 = 0.9 \times 3 \times 2.9016 = 7.834 \text{ MN}$$

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.834}{0.7627} - (7.834 \times 0.8878 - 3.64) \frac{0.9772}{0.4121} = 2.41 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \\ \sigma_{inf} = \frac{7.834}{0.7627} + (7.834 \times 0.8878 - 3.64) \frac{1.1228}{0.4121} = 19.3 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

- **Troisième étape (après coulage de la dalle):**

- Les pertes considérées sont de 15%.
- Le moment sollicitant est celui du poids propre de l'ouvrage à vide.
- La section résistante considérée est celle de la poutre seule.
- Les résistances à la traction et compression sont les mêmes que la phase précédente.
- Effort de précontrainte:

$$P = (1 - \Delta P) \times n \times P_0 = 0.85 \times 3 \times 2.9016 = 7.4 \text{ MN}$$

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.4}{0.7627} - (7.4 \times 0.8878 - 7.138) \frac{0.9772}{0.4121} = 11.04 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \\ \sigma_{inf} = \frac{7.4}{0.7627} + (7.4 \times 0.8878 - 7.138) \frac{1.1228}{0.4121} = 8.15 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

- **Quatrième étape (après durcissement de la dalle):**

- Les pertes considérées sont de 15%.
- Le moment sollicitant est celui du poids propre de l'ouvrage à vide.
- La section résistante considérée est celle de la poutre avec hourdis.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{max} = 0.5 \times f_{c28} = 0.5 \times 35 = 17.5 \text{ MPa (combinaison quasi perm)}$$

- La résistance à la traction à 28 jours :

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

$$\sigma_{min} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

- Effort de précontrainte:

$$P = (1 - \Delta P) \times n \times P_0 = 0.85 \times 3 \times 2.9016 = 7.4 \text{ MN}$$

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.4}{1.2877} - (7.4 \times 1.34 - 7.138) \frac{0.7778}{0.7926} = 3.04 \text{ MPa} \leq 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \\ \sigma_{inf} = \frac{7.4}{1.2877} + (7.4 \times 1.34 - 7.138) \frac{1.5722}{0.7926} = 11.21 \text{ MPa} \leq 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

- **Cinquième étape (en service):**

- Les pertes considérées sont de 25%.
- Le moment sollicitant est celui de la combinaison maximale à l'ELS (G+D₂₄₀) .
- La section résistante considérée est celle de la poutre avec hourdis.
- Les résistances à la traction et compression sont les mêmes que la phase précédente.
- Effort de précontrainte:

$$P = (1 - \Delta P) \times n \times P_0 = 0.75 \times 3 \times 2.9016 = 6.53 \text{ MN}$$

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{6.53}{1.2877} - (6.53 \times 1.34 - 11.165) \frac{0.7778}{0.7926} = 7.46 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \\ \sigma_{inf} = \frac{6.53}{1.2877} + (6.53 \times 1.34 - 11.165) \frac{1.5722}{0.7926} = 0.24 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

VIII.4- Tracé des câbles :

Le tracé des câbles sera dévié sur le plan vertical de sorte à contrer l'effet du moment variable le long de la poutre, tout en comportant un alignement droit nécessaire à l'ancrage d'environ 1 mètre au voisinage de l'about.

L'allure généralement adoptée est forme parabolique de deuxième degrés d'équation :

$$Y = aX^2 + bX + c$$

VIII.4.1- Position des câbles 1^o, 2^o et 3^o sortant de l'about :

Les câbles sont disposés en about de façon à coïncider la résultante des efforts de précontrainte avec le centre de gravité (moyenne du centre de gravité de la poutre seule et le centre de gravité de la poutre avec hourdis).

Le câble central sera ainsi placé à :

$$\frac{v'_{poutre\ seule} + v'_{poutre+hourdis}}{2} = \frac{1.1107 + 1.4240}{2} \approx 1.27\ m$$

Les espacements à respecter entre câbles sont montrés sur la figure suivante :

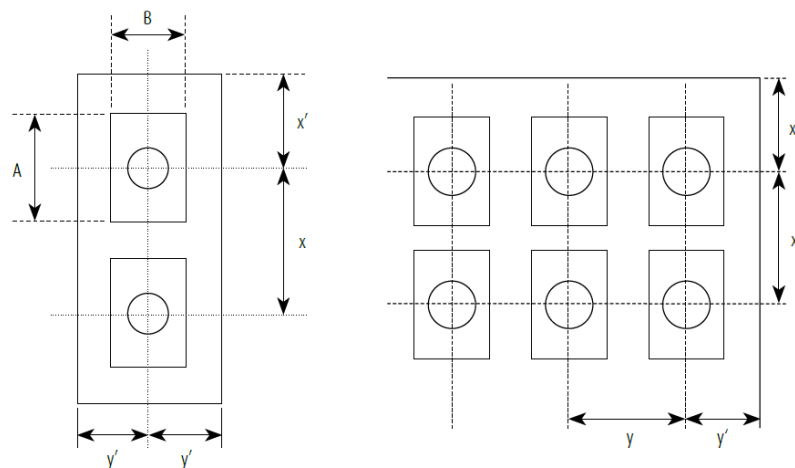


Figure VIII. 2 Espacements à respecter entre câbles

Où X et Y doivent vérifier : $X \geq 0.85a$ et $Y \geq 0.85b$

Les valeurs de a et b sont pour 13T15s :

Tableau VIII. 5 valeurs des espacements a et b pour 13T15s (Freyssinet)

	$a = b(\text{ mm})$		
	$f_{c28}(\text{MPa})$		
Unités	24	44	60
13C15	450	340	310

En interpolant pour notre résistance de $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on obtient :

$$a = 389.5 \text{ mm}$$

Donc :

$$X \geq 331 \text{ mm}$$

On prend un espacement : $X = 0.335 \text{ m}$.

La disposition des câbles retenue en about est montrée sur la figure suivante :

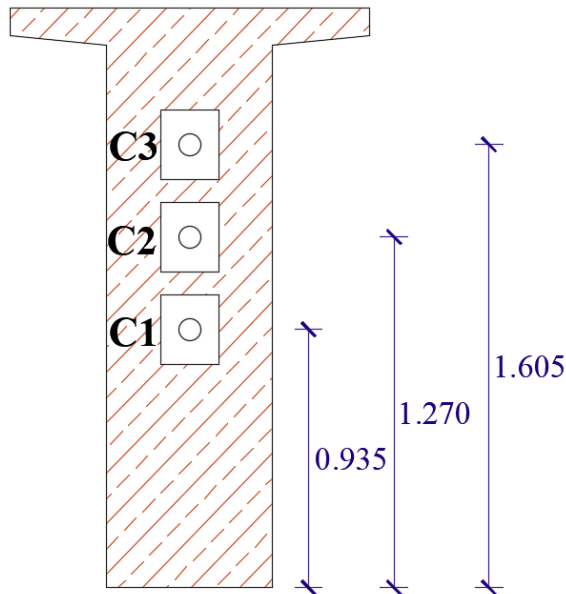


Figure VIII. 3 Disposition des câbles en about

VIII.4.2- Position des câbles 1°, 2° et 3° à mi travée section médiane:

Les conditions constructives à respecter qui dictent la disposition sont les suivantes :

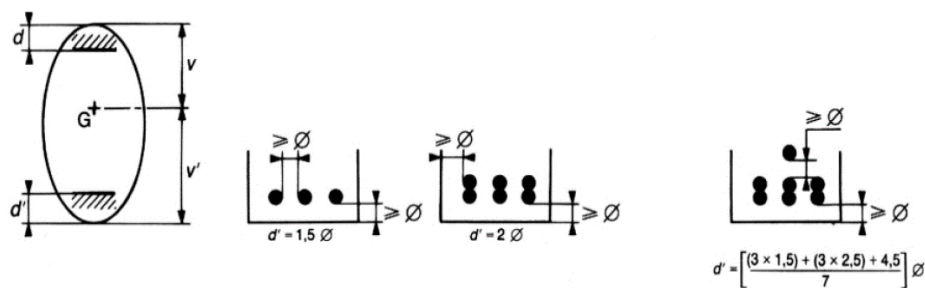


Figure VIII. 4 Conditions constructives sur les câbles

Où le diamètre de la gaine est $\varnothing = 8 \text{ cm}$ dans notre cas.

Les câbles seront placés sur l'axe de la poutre pour éviter la torsion :

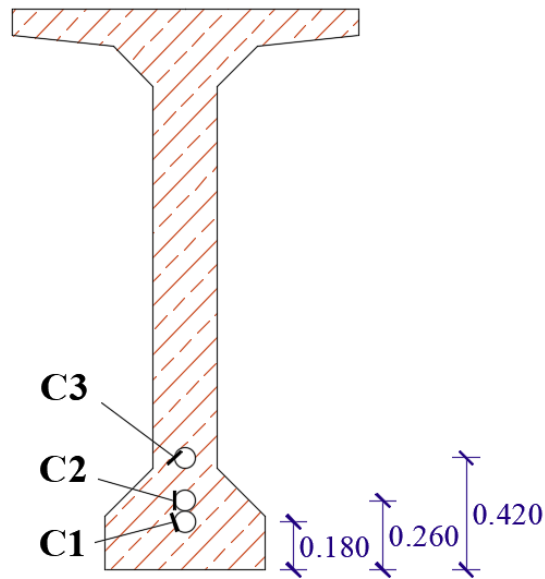


Figure VIII. 5 Disposition des câbles à mi- travée

Les conditions à vérifier sont donc :

$$18 \geq 1.5\phi \Rightarrow 18 \geq 12 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$42 - 26 \geq 2\phi \Rightarrow 16 \geq 16 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

VIII.4.3- Trajectoire des câbles :

Les dispositifs d'ancrage étant linéaires, une partie des câbles aura une trajectoire linéaire et ce au voisinage des abouts. On laisse une distance de 12cm à chaque about pour laisser place au cachetage de la précontrainte. La profondeur d'ancrage étant généralement de 1m et en soustrayant les 12 cm de cachetage la partie linéaire s'étend donc sur 88cm.

N.B : Dans ce qui suit, on considère l'origine du repère des équations coïncidant avec la fibre inférieure à mi- travée.

Les positions fixées des câbles en about et milieu de la poutre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 6 Position des câbles en mi- travée et en about

	X (m)	
	0	19.88
Y1 (m)	0,18	0,935
Y2 (m)	0,26	1,27
Y3 (m)	0,42	1,605

Les câbles suivront une allure parabolique entre les deux positions :

$$\begin{cases} Y_1 = a_1 X^2 + b_1 X + c_1 \\ Y_2 = a_2 X^2 + b_2 X + c_2 \\ Y_3 = a_3 X^2 + b_3 X + c_3 \end{cases}$$

La dérivée de ces équations sera de la forme :

$$Y' = 2aX + b = \tan(\alpha)$$

Puisque les câbles seront horizontaux à la section médiane :

$$Y'(0) = b = 0$$

Le coefficient b s'annulant pour les trois équations, on procède à la résolution de ces dernières en remplaçant les valeurs de X déjà établies.

• **1^{er} câble :**

$$\begin{cases} Y_1(0) = a_1(0)^2 + c_1 = 0.18 \\ Y_1(19.88) = a_1(19.88)^2 + c_1 = 0.935 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 1.9 \times 10^{-3} \\ c_1 = 0.18 \end{cases}$$

• **2^{ème} câble :**

$$\begin{cases} Y_2(0) = a_2(0)^2 + c_2 = 0.26 \\ Y_2(19.88) = a_2(19.88)^2 + c_2 = 1.27 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_2 = 2.55 \times 10^{-3} \\ c_2 = 0.26 \end{cases}$$

• **3^{ème} câble :**

$$\begin{cases} Y_3(0) = a_3(0)^2 + c_3 = 0.42 \\ Y_3(19.88) = a_3(19.88)^2 + c_3 = 1.605 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_3 = 3 \times 10^{-3} \\ c_3 = 0.42 \end{cases}$$

Les équations des trajectoires des 3 câbles sont donc :

$$\begin{cases} Y_1 = 1.9 \times 10^{-3} X^2 + 0.18 \\ Y_2 = 2.55 \times 10^{-3} X^2 + 0.26 \\ Y_3 = 3 \times 10^{-3} X^2 + 0.42 \end{cases}$$

Le tableau suivant présente les coordonnées des câbles à différents abscisses le long de la poutre :

Tableau VIII. 7 Position des câbles le long de la poutre

	$X (m)$										
	Linéaire		Parabolique								Linéaire
	-19,88	-19	15	10	5	0	5	10	15	19	19,88
Y1 (m)	0,935	0,87	0,61	0,37	0,23	0,18	0,23	0,37	0,61	0,87	0,935
Y2 (m)	1,27	1,18	0,83	0,52	0,32	0,26	0,32	0,52	0,83	1,18	1,27
Y3 (m)	1,605	1,5	1,1	0,72	0,5	0,42	0,5	0,72	1,1	1,5	1,605

N.B : pour des raisons pratiques les valeurs sont approchées au centimètre près.

Les angles tangents à la trajectoire seront calculé par :

$$\alpha(X) = \text{Arctan}(Y'(X))$$

Le tableau suivant recense les valeurs de α à

Tableau VIII. 8 angles tangents aux câbles à différents abscisses

	$\alpha(X)(rad)$		
	$X = 0 m$	$X = 10 m$	$X = 19 m \text{ à } X = 19.88 m$
Câble 1	0	0,038181	0,075796
Câble 2	0	0,050956	0,101043
Câble 3	0	0,059928	0,118719

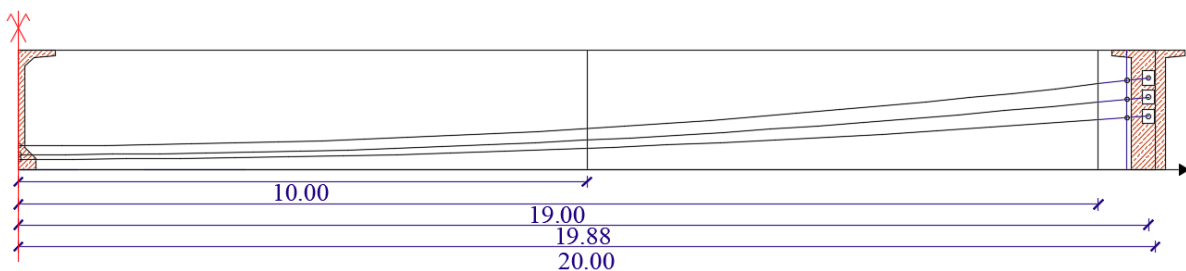


Figure VIII. 6 Tracé des câbles de précontrainte

VIII.4.4- Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :

Soit α l'angle de relevage des câbles au niveau de l'about, cet angle devra vérifier la condition suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{T_M - \bar{T}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{T_m + \bar{T}}{P}\right)$$

Avec :

T_m : Effort tranchant à vide sous (G) : $T_m = 0.744 \text{ MN}$

T_M : Effort tranchant en charge sous (G+D₂₄₀) : $T_M = 1.283 \text{ MN}$

$\bar{T}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{T} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en état limite de service : $\bar{\tau} = \sqrt{(0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)) \times \frac{P}{B_{n(P+d)}}}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = \frac{P}{B_{n(P+d)}}$

B_n : section nette $B_n = B_{(p+d)} - n \left(\pi \times \frac{\phi^2}{4} \right)$

b_n : largeur nette $b_n = b_{about} - (n \times K \times \Phi)$

Les valeurs de paramètres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 9 Paramètres de vérification de l'angle de relevage

Désignation	Valeur
$b_n \text{ (m)}$	0,52
$B_n \text{ (m)}$	1,85
$P \text{ (MN)}$	6,53
$\sigma_x \text{ (MPa)}$	3,52
$\bar{\tau} \text{ (MPa)}$	2,59
$\bar{T} \text{ (MPa)}$	2,53

L'angle de relevage est ainsi être compris entre :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{1.283 - 2.53}{6.53}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{0.744 + 2.53}{6.53}\right)$$

$$\Rightarrow -11.01^\circ \leq \alpha \leq 30.15^\circ$$

Les angles de relevage des trois câbles seront déduits à partir des dérivées des équations de trajectoire au niveau de l'about.

Comme :

$$Y'(19.88) = 2a(19.88) = \tan(\alpha)$$

Alors :

$$\alpha = \text{Arctan}(39.76a)$$

Donc :

$$\begin{cases} \alpha_1 = \text{Arctan}(39.76a_1) = 4.34^\circ \\ \alpha_2 = \text{Arctan}(39.76a_2) = 5.79^\circ \\ \alpha_3 = \text{Arctan}(39.76a_3) = 6.8^\circ \end{cases}$$

Les trois angles vérifient donc la condition sur l'angle de relevage.

VIII.5- Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Le placement de gaines dans la section des poutres changent leurs caractéristiques géométriques, notamment la section et l'inertie. On considère les caractéristiques suivantes de la gaine et on calcul les caractéristiques nettes des poutres en prenant compte du vide créé par les gaines :

$$B_{gaines} = \pi \frac{\phi^2}{4} = \pi \frac{8^2}{4} = 50.2655 \text{ cm}^2$$

$$I_{G \text{ gaine}} = \frac{\pi \phi^4}{64} = \frac{\pi \times 8^4}{64} = 201.062 \text{ cm}^4$$

VIII.5.1- Section d'about sans hourdis :**Tableau VIII. 10 Caractéristiques géométriques nettes de la section d'about sans hourdis**

Elément	Type	Dimensions		$B(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$I_g(\text{cm}^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (\text{cm}^3)$	$Z^2 \times B (\text{cm}^4)$	$I_{/\Delta}(\text{cm}^4)$
		$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$						
1	poutre	/	/	13422.5	111.071	53894626.5	1490856.675	165591627.8	219486254.
2	gaine	/	/	-50.265	160.5	201.062	-8067,61275	-1294851,85	-1294650,78
3	gaine	/	/	-50.265	127	201.062	-6383,7185	-810732,25	-810531,187
4	gaine	/	/	-50.265	98.5	201.062	-4951,15175	-487688,447	-487487,385
B_{tot} $= 13271,7035 \text{ cm}^2$						$\sum S_x$ $= 1471454,192 \text{ cm}^3$	$I_{/\Delta \text{ section}}$ $= 216893584,9 \text{ cm}^4$		

Désignation	Valeur
$B_{brut} (\text{cm}^2)$	13271,7035
$B_{net} (\text{cm}^2)$	12608,11833
$S_{/\Delta \text{ brut}} (\text{cm}^3)$	1471454,192
$S_{/\Delta \text{ net}} (\text{cm}^3)$	1397881,482
$I_{/\Delta \text{ brut}} (\text{cm}^4)$	216893584,9
$I_{/\Delta \text{ net}} (\text{cm}^4)$	195204226,4
$v' (\text{cm})$	110,871539
$v (\text{cm})$	99,12846105
$I_G (\text{cm}^4)$	53751194,22
$I_{G \text{ net}} (\text{cm}^4)$	48376074,8
rendement ρ	0,349109697

VIII.5.2- Section d'about avec hourdis :

Tableau VIII. 11 Caractéristiques géométriques nettes de la section d'about avec hourdis

El é m en t	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1	poutre	/	/	18672.5	142.401	101025997	2658981.675	378641791,5	479667504.3
2	gaine	/	/	-50.2655	160.5	201.062	-8067,61275	-1294851,85	-1294650,784
3	gaine	/	/	-50.2655	127	201.062	-6383,7185	-810732,25	-810531,1875
4	gaine	/	/	-50.2655	98.5	201.062	-4951,15175	-487688,447	-487487,3854
$B_{tot} = 18521,7035 cm^2$							$\sum S_x$ $= 2639580,19 cm^3$	$I_{/\Delta section}$ $= 477075119,2 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	18521,7035
$B_{net} (cm^2)$	17595,61833
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	2639580,19
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	2507601,18
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	477075119,2
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	429367607,3
$v' (cm)$	142,5128196
$v (cm)$	92,4871804
$I_G (cm^4)$	100901103,8
$I_{G net} (cm^4)$	90810993,45
rendement ρ	0,391560092

VIII.5.3- Section médiane sans hourdis :

Tableau VIII. 12 Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane sans hourdis

El m t	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1	poutre	/	/	7627.4	112.283	41207846.0	856424.0119	96161482	137369328.1
2	gaine	/	/	-50.26	42	201.062	-2111,151	-88668,342	-88467,28
3	gaine	/	/	-50.26	26	201.062	-1306,903	-33979,478	-33778,416
4	gaine	/	/	-50.26	18	201.062	-904,779	-16286,022	-16084,96
B_{tot} $= 7476,6035 cm^2$						$\sum S_x$ $= 852104,5212 cm^3$	$I_{/\Delta section} = 137231748 cm^4$		

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	7476,6035
$B_{net} (cm^2)$	7102,773325
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	852104,5212
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	809499,2951
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	137231748
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	123508573,2
$v' (cm)$	113,9694677
$v (cm)$	96,03053229
$I_G (cm^4)$	40117849,26
$I_{G net} (cm^4)$	36106064,33
rendement ρ	0,464466441

VIII.5.4- Section médiane avec hourdis :

Tableau VIII. 13 Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane avec hourdis

Elément	Type	Dimensions		$B(cm^2)$	$Z(cm)$	$I_g(cm^4)$	$S_{/\Delta} = Z \times B (cm^3)$	$Z^2 \times B (cm^4)$	$I_{/\Delta}(cm^4)$
		$b(cm)$	$h(cm)$						
1	poutre	/	/	12877.4	157.217	79256613	2024549.012	318293079,3	397550578.1
2	gaine	/	/	-50.265	42	201.062	-2111,151	-88668,342	-88467,28
3	gaine	/	/	-50.265	26	201.062	-1306,903	-33979,478	-33778,416
4	gaine	/	/	-50.265	18	201.062	-904,779	-16286,022	-16084,96
$B_{tot} = 12726,6035 cm^2$							$\sum S_x = 2020223,363 cm^3$	$I_{/\Delta section} = 397411361,6 cm^4$	

Désignation	Valeur
$B_{brut} (cm^2)$	12726,6035
$B_{net} (cm^2)$	12090,27333
$S_{/\Delta brut} (cm^3)$	2020223,363
$S_{/\Delta net} (cm^3)$	1919212,195
$I_{/\Delta brut} (cm^4)$	397411361,6
$I_{/\Delta net} (cm^4)$	357670225,4
$v' (cm)$	158,7401825
$v (cm)$	76,25981745
$I_G (cm^4)$	76720736,21
$I_{G net} (cm^4)$	69048662,59
rendement ρ	0,471776729

VIII.6- Pertes de précontrainte :

La précontrainte appliquée initialement par les vérins perd une partie de sa tension sous différentes causes et différemment en fonction de la position du point en question le long de la poutre et au fil du temps ; c'est ce que nous appelons perte de précontrainte.

Ces pertes peuvent être classifiées en deux catégories étant différenciées par leur temps d'apparition après tension initiale :

- Pertes instantanées : qui apparaissent très peu après la mise en tension.
- Pertes différées : qui apparaissent après une longue durée de la mise en tension.

VIII.6.1- Pertes instantanée :**VIII.6.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :**

Ces pertes sont déterminées par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\beta + \varphi x)})$$

Avec :

x : distance depuis les organes de mise en tension jusqu'à la section considérée.

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) = 1488 \text{ MPa}$$

β : angle de frottement qui représente la variation de l'angle sur la distance x , donné par :

$$\beta(x) = \alpha(x) - \alpha(0)$$

f : coefficient de frottement en courbe.

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).

Les valeurs de ces coefficients sont obtenues par le tableau suivant :

Tableau VIII. 14 Valeurs moyennes des coefficients f et φ

Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Notre cas étant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le câble ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise} \\ R \geq 6 m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varphi = 0.002 m^{-1} \\ f = 0.18 rad^{-1} \end{array} \right.$$

Les valeurs des pertes à différentes sections sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 15 Pertes par frottement

Section	Câble	x (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi moy}$ (%)
0.00L	C1	0	0	0	0	0	0
	C2	0	0	0	0		
	C3	0	0	0	0		
0.25L	C1	10	0,034	0,026	38,43	41,1	2,76
	C2	10	0,046	0,028	41,4		
	C3	10	0,054	0,03	43,46		
0.5L	C1	20	0,072	0,053	76,87	82,37	5,54
	C2	20	0,097	0,057	82,99		
	C3	20	0,114	0,060	87,26		

VIII.6.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes.

Ces pertes sont déterminées par la formule :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$$

Avec :

$$k : \text{coefficient égal à : } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi = 0.18 \frac{\beta}{l} + 0.002$$

où :

l : longueur du câble tiré, on suppose dans un premier temps que la précontrainte sera appliquée des deux côtés et on considère $l = 20 m$.

$$d : \text{distance à laquelle s'annule la perte par recul d'ancrage : } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

où :

g : intensité du recul d'ancrage : $g = 6 mm$ (d'après ALGA).

On auras donc :

$$d = \sqrt{\frac{190 \times 10^3 \times 6 \times 10^{-3}}{1488 \times k}}$$

Les valeurs de d et k calculées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 16 Valeurs des paramètres d et k

Câble	l (m)	β (rad)	k	d (m)
1	20	0,038	0,00234	18,08
2	20	0,051	0,00246	17,65
3	20	0,06	0,00254	17,37

On remarque que $d < \frac{L}{2}$ et donc la perte par recul d'ancrage n'atteint pas le milieu de la poutre. Il est alors possible d'appliquer la précontrainte des deux côtés.

Les valeurs des pertes sont calculées à différentes sections de la poutre :

Tableau VIII. 17 Pertes par recul d'ancrage

Section	Câble	x (m)	k	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g \text{ moyen}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g \text{ moyen}}$ (%)
0.00L	C1	0	0,00234	18,08	126,10	128,84	8,66
	C2	0	0,00246	17,65	129,16		
	C3	0	0,00254	17,37	131,26		
0.25L	C1	10	0,00234	18,08	56,36	56,01	3,76
	C2	10	0,00246	17,65	55,99		
	C3	10	0,00254	17,37	55,69		
0.5L	C1	20	0,00234	18,08	0	0	0
	C2	20	0,00246	17,65	0		
	C3	20	0,00254	17,37	0		

N.B : puisque la section à 0.5L dépasse la distance d les pertes par recul d'ancrage sont nulles.

VIII.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles. Ces pertes, qui dépendent du nombre de câbles, seront données par la formule :

$$\Delta\sigma_e = \frac{(n-1) Ep}{2n E_{ij}} \sigma_{bi} = \frac{(3-1) Ep}{2 \times 3 E_{ij}} \sigma_{bi}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_e = \frac{Ep}{3E_{ij}} \sigma_{bi}$$

σ_{bi} : désignant la contrainte au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j de la mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times e}{I_g} - \frac{M_{gp} \times e}{I_g}$$

où :

$$P = nA_c(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi) = 3 \times 1950 \times 10^{-6}(1488 - \Delta\sigma_\varphi)$$

$$e = v' - \text{moy}(Y_1; Y_2; Y_3)$$

Les caractéristiques géométriques et le moment sollicitant considérés étant ceux de la poutre seule, on récapitule ces derniers pour les différentes sections dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 18 Caractéristiques et efforts utilisés dans le calcul des pertes par raccourcissement du béton

Section	$x(m)$	$B (m^2)$	$I_g(m^4)$	$v' (m)$	$Y_{moy} (m)$	$e (m)$	$M_{gp} (MN)$	$P (MN)$
0.00L	0	1,3272	0,53751	1,109	1,27	-0.1613	0	8.7048
0.25L	10	0,7477	0,40118	1,1397	0,803	0,3367	2.687	8,46
0.5L	20	0,7477	0,40118	1,1397	0,2867	0,853	3.64	8.22

Les valeurs des pertes dues au raccourcissement instantané du béton seront donc pour chaque section :

Tableau VIII. 19 Pertes par raccourcissement du béton

Section	$\sigma_{bi} (MPa)$	$\Delta\sigma_e (MPa)$	$\Delta\sigma_e (\%)$
0.00L	6.98	12.29	0.83
0.25L	11.46	20.17	1.36
0.5L	18.17	31.99	2.15

VIII.6.1.4 Pertes instantanées totales:**Tableau VIII. 20 Pertes instantanées totales**

Section	$\Delta\sigma_{\varphi moy}$ (%)	$\Delta\sigma_{g moyen}$ (%)	$\Delta\sigma_e$ (%)	$\Delta\sigma_i$ (%)
0.00L	0	8.66	0.83	9.49
0.25L	2.76	3.76	1.36	7.88
0.5L	5.54	0	2.15	7.69

VIII.6.2- Pertes différées :**VIII.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à l'évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

ε_r : déformation due au retrait, dépendant du climat ayant effet sur le béton.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} & \text{en zone A} \\ \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} & \text{en zone B} \\ \varepsilon_r = 4 \times 10^{-4} & \text{en zones B', C, D1} \\ \varepsilon_r = 5 \times 10^{-4} & \text{en climat désertique} \end{array} \right.$$

Puisque notre ouvrage est en zone climatique A, on prend donc : $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

La perte par retrait vaudra donc :

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

$$\Delta\sigma_r (\%) = \frac{38}{1488} = 2.55\%$$

VIII.6.2.2 Pertes dues au fluage du béton:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. La valeur de la perte de précontrainte due au fluage vaut :

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

Avec :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times e}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$$\text{Et : } P = P_0 n (1 - \Delta\sigma_{\varphi} - \Delta\sigma_e)$$

Les caractéristiques géométriques et le moment sollicitant considérés étant ceux de la poutre+hourdis, on récapitule ces derniers pour les différentes sections dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 21 Caractéristiques et efforts utilisés dans le calcul des pertes par fluage du béton

Section	$x(m)$	$B (m^2)$	$I_g(m^4)$	$v' (m)$	$Y_{moy} (m)$	$e (m)$	$M_{gp} (MN)$	$P (MN)$
0.00L	0	1,8521	1.009	1.4251	1,27	0,1551	0	8.62
0.25L	10	1,2727	0.7672	1.5874	0,803	0,7844	5.3	8,35
0.5L	20	1,2727	0.7672	1.5874	0,2867	1,3007	7.138	8.03

Les valeurs des pertes dues fluage du béton seront donc pour chaque section :

Tableau VIII. 22 Pertes par fluage du béton

Section	$\sigma_b (MPa)$	$\Delta\sigma_{fl} (MPa)$	$\Delta\sigma_{fl} (\%)$
0.00L	14.41	64.16	4.31
0.25L	20.19	103.4	6.95
0.5L	11.91	157.2	10.56

VIII.6.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle apparait pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie. La perte due à la relaxation des aciers vaut :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_i$$

Avec :

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation isotherme à 1000 heures en pourcentage de la tension initiale $\rho_{1000} = 2.5\%$ (très basse relaxation).

μ_0 : coefficient pris égal à 0.43 pour les aciers TBR.

σ_{pi} : contrainte admissible sans les pertes instantanées :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i = 1488 - \Delta\sigma_i$$

Tableau VIII. 23 Pertes par relaxation des aciers

Section	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
0.00L	141.21	1346.79	59.41	4
0.25L	117.25	1370.75	63.11	4.24
0.5L	114.43	1373.57	63.55	4.27

VIII.6.2.4 Pertes différées totales :

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Le coefficient $\frac{5}{6}$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Tableau VIII. 24 Pertes différées totales

Section	$\Delta\sigma_r$ (%)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	$\Delta\sigma_p$ (%)	$\Delta\sigma_d$ (%)
0.00L	2.55	4.31	4	10.19
0.25L	2.55	6.95	4.24	13.03
0.5L	2.55	10.56	4.27	16.67

VIII.6.3- Calcul du pourcentage des pertes total :

Les pertes de précontrainte totales vaudront la somme des pertes instantanées et de pertes différées :

$$\Delta\sigma_\infty = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

Tableau VIII. 25 Pertes totales

Section	$\Delta\sigma_i$ (%)	$\Delta\sigma_d$ (%)	$\Delta\sigma_\infty$ (%)
0.00L	9.49	10.19	19.68
0.25L	7.88	13.03	20.91
0.5L	7.69	16.67	24.36

L'estimation des pertes à 25% est donc vérifiée après le calcul. Le nombre de câbles est donc bien vérifié et égale à 3 câbles de 13T15s.

VIII.7- Calcul justificatif des poutres :**VIII.7.1- Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes est refaite en utilisant les valeurs exactes des caractéristiques géométriques nettes et des pertes de précontrainte.

VIII.7.1.1 Vérification des contraintes normales :

La condition à vérifier sur les contraintes normales est :

$$\begin{cases} \sigma_{min} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{max} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} \leq \frac{P}{B} - (Pe_0 - M) \frac{v}{I} \leq \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \leq \frac{P}{B} + (Pe_0 - M) \frac{v'}{I} \leq \sigma_{max} \end{cases}$$

Les contraintes limites en exécution et en service étant :

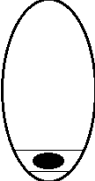
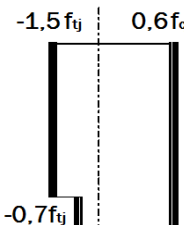
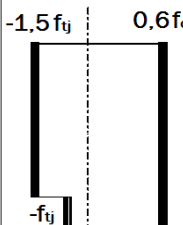
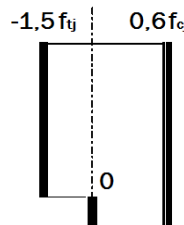
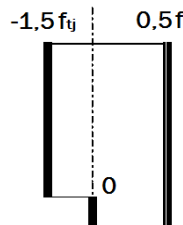
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II				
				

Figure VIII. 7 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte selon (article 4.1.31.BPEL) :

En phase de construction : $P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P$

En phase d'exploitation : $P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P$

Avec ΔP étant les pertes totales de précontrainte.

Les excentricités seront calculées par rapport à la hauteur moyenne des trois câbles :

Tableau VIII. 26 Hauteurs moyennes des trois câbles à différents abscisses

	$Y_1 (m)$	$Y_2 (m)$	$Y_3 (m)$	$Y_{moy} (m)$
$x = 0,5$	0,907	1,232	1,561	1,233
$x = L/4$	0,371	0,515	0,719	0,535
$x = 3L/8$	0,228	0,324	0,495	0,349
$x = L/2$	0,180	0,260	0,420	0,287

On considère les pertes à travers les différentes phases comme suit :

Phase 1 (7 jours) : les pertes sont à 50% des pertes instantanées.

Phase 2 (28 jours): les pertes sont à 100% des pertes instantanées.

Phase 3 (après coulage de la dalle): les pertes sont à 50% des pertes différées et 100% des pertes instantanées.

Phase 4 (en service sous charge D_{240}) : les pertes sont à 100% des pertes totales.

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes et la vérification de ces dernières avec :

$$\sigma_p = M \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{B} \pm P_1 \times e_0 \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{B} \pm P_2 \times e_0 \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_p + \sigma_1$$

$$\sigma_{min} = \sigma_p + \sigma_2$$

Tableau VIII. 27 Vérification des contraintes lors des phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		$x = 0$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
$e \text{ (m)}$		-0,12	0,60	0,79	0,85	-0,12	0,60	0,79	0,85
$M_{ELS} \text{ (KN.m)}$		0	2,687	3,402	3,640	0,000	2,687	3,402	3,640
$P_1 \text{ (MN)}$		4,29	4,29	4,29	4,29	8,28	8,28	8,28	8,28
$P_2 \text{ (MN)}$		4,04	4,04	4,04	4,04	7,63	7,63	7,63	7,63
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,38	8,12	8,71	0,00	6,38	8,12	8,71
	σ_{inf}	0,00	-7,50	-6,95	-10,34	0,00	-7,50	-9,62	-10,34
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	4,21	-0,37	-2,35	-3,02	8,13	-0,72	-4,53	-5,83
	σ_{inf}	2,13	12,92	15,31	16,13	4,12	24,93	29,55	31,13
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	3,97	-0,35	-2,21	-2,85	7,49	-0,66	-4,18	-5,37
	σ_{inf}	2,01	12,17	14,42	15,19	3,80	22,98	27,23	28,70
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	4,21	6,01	5,77	5,69	8,13	5,66	3,59	2,88
	σ_{inf}	2,13	5,42	8,36	5,79	4,12	17,43	19,93	20,79
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	3,97	6,03	5,91	5,87	7,49	5,72	3,95	3,34
	σ_{inf}	2,01	4,67	7,47	4,85	3,80	15,48	17,62	18,36

Tableau VIII. 28 Vérification des contraintes lors des phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		$x = 0$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
$e \text{ (m)}$		0,19	1,05	1,24	1,30	0,19	1,05	1,24	1,30
$M_{ELS} \text{ (KN.m)}$		0,000	4,600	5,851	6,253	0,000	8,181	10,617	10,971
$P_1 \text{ (MN)}$		8,00	8,00	8,00	8,00	7,17	7,17	7,17	7,17
$P_2 \text{ (MN)}$		7,21	7,21	7,21	7,21	5,97	5,97	5,97	5,97
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,54	5,80	6,22	0,00	8,07	10,53	10,91
	σ_{inf}	0,00	-9,40	-12,06	-12,94	0,00	-16,71	-21,89	-22,70
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	2,91	-2,00	-3,54	-4,06	2,61	-1,79	-3,17	-3,64
	σ_{inf}	6,49	23,44	26,71	27,82	5,82	21,00	23,93	24,93
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	2,62	0,78	0,01	-3,66	4,99	1,48	0,02	-3,03
	σ_{inf}	5,86	21,13	24,08	25,09	4,84	17,48	19,92	20,75
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	2,91	2,54	2,27	2,16	2,61	6,28	7,36	7,27
	σ_{inf}	6,49	14,04	14,64	14,88	5,82	4,29	2,04	2,23
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	2,62	5,32	5,81	2,56	4,99	9,55	10,55	7,88
	σ_{inf}	5,86	11,74	12,02	12,15	4,84	0,77	-1,93	-1,95

Les contraintes admissibles à chaque étape étant :

Tableau VIII. 29 Contraintes admissibles lors des 4 phases

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
$\sigma_{bt2} \text{ (MPa)}$	-1.39	-1.89	-1.89	-1.89
$\sigma_{bt1} \text{ (MPa)}$	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	13.91	21	21	21

Donc toutes les contraintes maximales vérifient les contraintes admissibles.

VIII.7.1.2 Vérification des contraintes tangentielles:

Dans la vérification des contraintes tangentielles, nous avons besoin de vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x \leq 0.4f_{cj}$ on aura $\bar{\tau}_1 \leq \bar{\tau}_2$, il ne restera qu'à vérifier $\tau \leq \bar{\tau}_1$.

Tel que :

$$\tau = \frac{V_{red}S_n(y)}{I_N b_n} \quad \text{avec:} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec:} \quad P = \sum P_i \cos(\alpha_i)$$

Tableau VIII. 30 Paramètres utilisées pour la vérification des contraintes tangentielles

Câble	α	P (MN)	$P \cos(\alpha)$	$P \sin(\alpha)$
1	6.67	2,19	2,17	0,25
2	5.69	2,19	2,18	0,22
3	4.25	2,19	2,18	0,16
		Somme	6,54	0,63

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{6.54}{1.85} = 3.53 \text{ MPa} \leq 0.4f_{28} = 14 \text{ MPa}$$

On vérifie donc que $\tau \leq \bar{\tau}_1$:

$$\tau = \frac{(1.283 - 0.63) \times 0.707}{1.01 \times 0.52} = 0.876 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)} = \sqrt{0.4 \times 2.7 \left(2.7 + \frac{2}{3} \times 3.53 \right)} = 2.336 \text{ MPa}$$

Les conditions sur les contraintes tangentielles sont donc vérifiées à l'ELS.

VIII.7.2- Vérification de l'inclinaison des bielles:

En désignant par β_u l'angle entre les fissures et la fibre moyenne de la poutre :

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

La condition à vérifier est : $\beta_u \leq 30^\circ$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau du centre de gravité ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : contrainte tangentielle ultime

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{red}} S_n(y)}{I_N b_n} = \frac{(1.732 - 0.63) \times 0.707}{1.01 \times 0.52} = 1.48 \text{ MPa}$$

On obtient donc :

$$\Rightarrow \beta_u = 20.01^\circ \leq 30^\circ$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.7.2.1 Justification du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.48 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83$$

La condition est donc vérifiée.

VIII.7.3- Ferrailage de la poutre:

VIII.7.3.1 Armature longitudinal :

Pour contrer les effets de traction, nous avons besoin d'armatures longitudinales qui représentent au moins :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} f_{tj}}{f_e \sigma_{bt}} \quad (\text{article 6.1.32 BPEL})$$

B_t : l'aire de la section de béton en traction. $B_t = 0.2012 \text{ m}^2$;

σ_{bt} : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction. $\sigma_{bt} = 1.95 \text{ MPa}$;

σ_{Nbt} : contrainte de traction correspondant au centre de gravité $\sigma_{Nbt} = 1.173 \text{ MPa}$;

y_i : hauteur du centre de gravité de la partie tendue $y_i = 0.1858$;

N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes $N_{bt} = B_t \sigma_{Nbt} = 0.263$

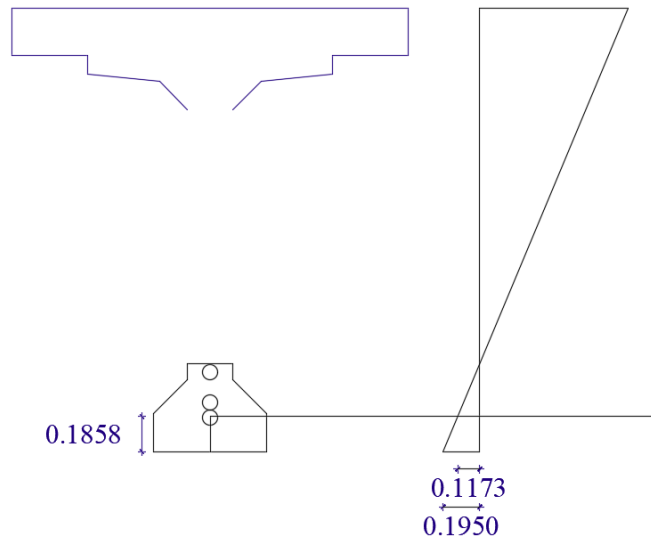


Figure VIII. 8 Partie tendue de la poutre médiane avec hourdis

On aura donc :

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bt} \times B_t = \frac{1}{2} \times 1.95 \times 0.1921 = 0.187 \text{ KN}$$

Les armatures nécessaires seront donc :

$$A_s \geq \frac{0.2012}{1000} + \frac{0.236}{500} \times \frac{2.7}{1.95} = 8.55 \text{ cm}^2$$

On prend $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$.

VIII.7.3.2 Armature de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

La section des armatures de peau est disposée parallèlement dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \left(3 \text{ cm}^2/\text{m}; \frac{0.1}{100} B \right)$$

Avec :

B : la section de la poutre homogène

$$A_{min} \geq \max \left(3; \frac{0.1}{100} \times 7477 \right) = 7.477 \text{ cm}^2$$

Soit $10HA10 (A_s = 7.87 \text{ cm}^2)$

VIII.7.3.3 Minimum d'armature transversal :

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section. Si l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, l'inégalité de l'article §7.3.22 BPEL se traduit par :

$$\frac{A_t f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Avec :

A_t : section minimale des armatures transversales ;

S_t : espacement des armatures ;

β_u : angle des bielles $\beta_u = 20.01^\circ$;

$\gamma_s = 1.15$;

Par réarrangement de l'inégalité précédente on obtient :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \times \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

A.N :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.52 \times 1.15}{500} \times \left[1.48 - \frac{2.7}{3} \right] \times \tan 20.01^\circ = 2.53 \text{ cm}$$

VIII.7.3.4 Pourcentage minimal des armatures :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.52 \times 1.15}{500} \times 0.4 = 4.78 \text{ cm}$$

La condition sur l'espacement étant :

$$S_t \leq \min(0.8h ; 3b_n ; 1 \text{ m}) = \min(0.8 \times 2.1 ; 3 \times 0.52 ; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

On choisit $S_t = 20 \text{ cm}$ et on obtient donc : $A_t \geq 0.96 \text{ cm}^2$

On prend un cadre de HA12 = 1.13 cm²

VIII.7.3.5 Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon. On opte pour des étriers HA12.

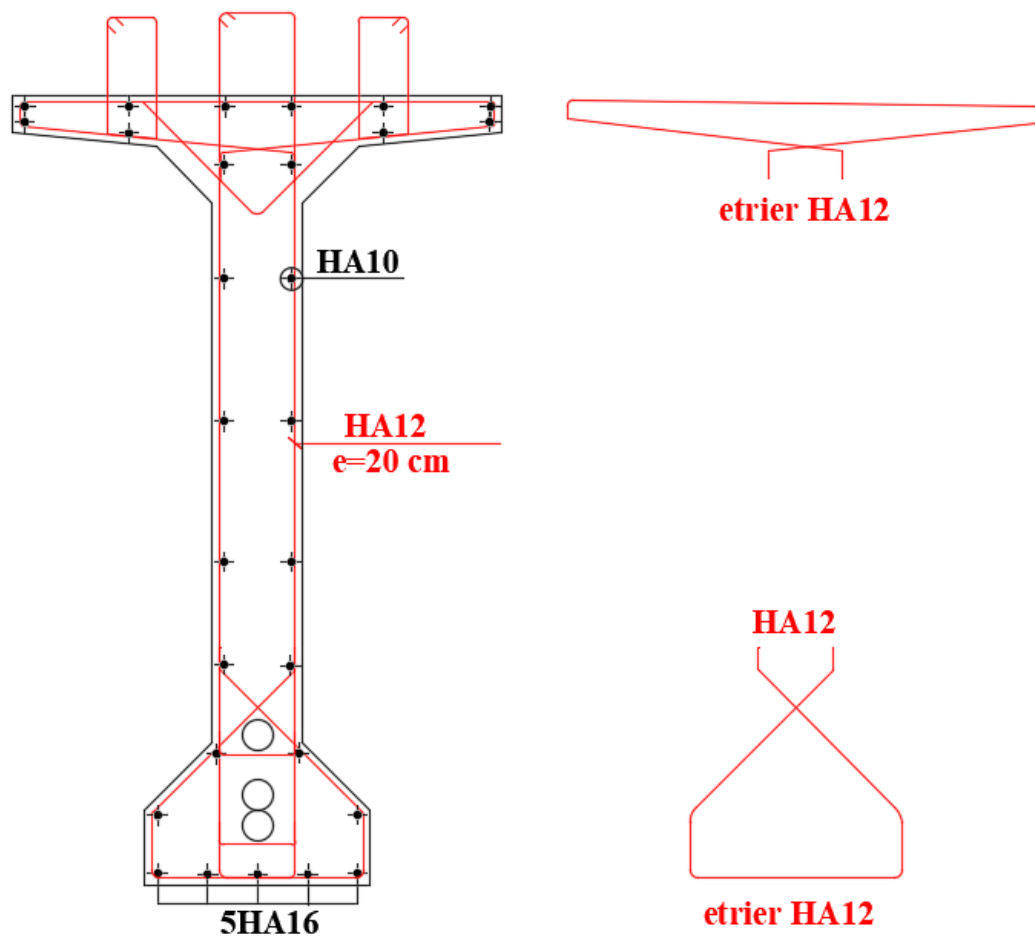


Figure VIII. 9 Ferrailage de la poutre

VIII.8- Calcul des déformations :**VIII.8.1- Introduction :**

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

Les chargements cités précédemment provoquent des déformations qui se manifeste sous forme de :

- Flèche maximale à mi travée ;
- Rotation d'appui ;
- Déplacement horizontal du au retrait et au fluage ainsi que la température.

VIII.8.2- Flèches et contre flèches :**VIII.8.2.1 Flèche due au poids propre :**

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5GL^4}{384E_v I_G}$$

G : poids propre réparti du tablier par poutre $G = \frac{233.61}{6} = 38.935 \text{ KN/ml}$.

L : longueur d'une travée $L = 40 \text{ m}$.

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.94 \text{ Mpa}$.

I_G : inertie de la section poutre+hourdis à mi-travée $I_G = 0.79257 \text{ m}^4$.

$$\Rightarrow f_G = \frac{5 \times 38.935 \times 10^{-3} \times 39^4}{384 \times 12102.94 \times 0.79257} = 12.22 \text{ cm}$$

VIII.8.2.2 Flèche due à la surcharge D240 :

$$f_s = \frac{5M_{0D240}L^2}{48E_i I_g}$$

E_i : module de déformation instantanée $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35982 \text{ Mpa}$.

M_{0D240} : moment fléchissant sous D₂₄₀ par poutre $M_{0D240} = 2970 \text{ KN.m}$.

$$\Rightarrow f_s = \frac{5 \times 2970 \times 10^{-3} \times 40^2}{48 \times 35982 \times 0.79257} = 1.74 \text{ cm}$$

VIII.8.2.3 Flèche due à la surcharge D240 et le poids propre :

L'addition des deux flèches obtenues donne la flèche due au poids propre et à la charge d'exploitation (D_{240}) en cas de service :

$$f_{G+S} = 12.22 + 1.74 = 13.96 \text{ cm}$$

VIII.8.2.4 Flèche due à la précontrainte :

L'effet des efforts des câbles de précontraintes provoque une flèche vers le haut.

D'après la méthode de Vereschagin, la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule:

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M_p}{EI} x dx = \frac{1}{EI} \sum \Omega_i Y_i$$

Avec :

$$M_p = N(x) \cdot e$$

Où :

$N(x)$: l'effort normal dû à la tension de précontrainte, donné par :

$$N(x) = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\infty}) A_c \sum \cos(\alpha_i)$$

e : excentricité de précontrainte par rapport à la section poutre+hourdis, donnée par :

$$e = v' - moy(Y_1, Y_2, Y_3)$$

α_i : angles tangents aux trois câbles à la position donnée.

Y_i : ordonnée du centre de gravité du diagramme de M_p .

Ω_i : aire du diagramme du moment de précontrainte M_p .

Les caractéristiques considérées sont celles de la poutre+hourdis.

Tableau VIII. 31 Moment dû à la précontrainte

Section	$N(x)$ (MN)	v' (m)	Y_{moy} (m)	e (m)	M_p (MN.m)
0.00L	6.96	1.4251	1.27	0,1551	1.079
0.25L	6.87	1.5874	0.803	0,7844	5.39
0.5L	6.584	1.5874	0.2867	1,3007	8.564

On calcule l'abscisse du centre de gravité pour chaque partie trapézoïdale du diagramme ci-dessous avec la formule :

$$X_G = \frac{h}{3} \left(\frac{2B + b}{B + b} \right)$$

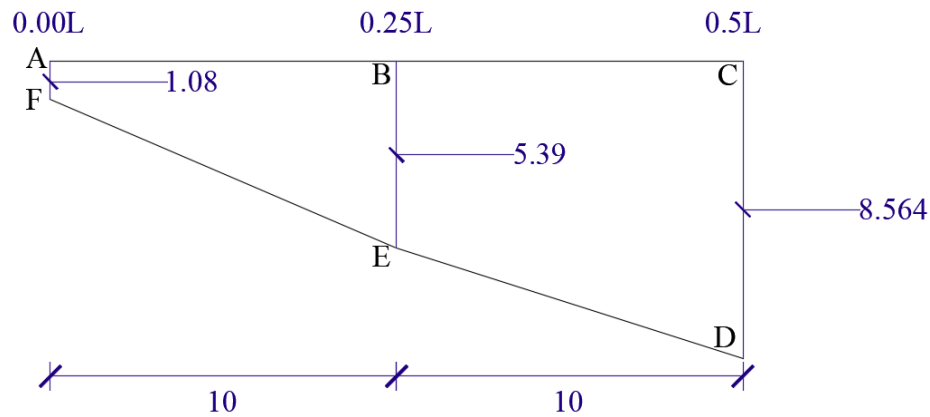


Figure VIII. 10 Diagramme du moment dû à la précontrainte

Trapèze ABEF :

$$X_{G1} = \frac{10}{3} \left(\frac{2 \times 5.39 + 1.079}{5.39 + 1.079} \right) = 6.11 \text{ m}$$

Trapèze BCDE :

$$X_{G2} = \frac{10}{3} \left(\frac{2 \times 8.564 + 5.39}{8.564 + 5.39} \right) + 10 = 15.38 \text{ m}$$

La valeur de la flèche due à la précontrainte vaudra donc :

$$f_p = \frac{\sum \Omega_i Y_i}{E_v I_G} = - \frac{\Omega_{ABE} X_{G1} + \Omega_{BCDE} X_{G2}}{E_v I_G} = - \frac{32.345 \times 6.11 + 69.77 \times 15.38}{12102.94 \times 0.7672} = -13.68 \text{ cm}$$

On assigne un signe négatif à la flèche pour prendre compte de sa direction en haut.

VIII.8.2.5 Flèche de Construction :

La flèche de précontrainte étant supérieure à la flèche due au poids propre, une flèche vers le bas est implémentée lors du coffrage pour diminuer la flèche finale subit par la poutre. La flèche de construction vaut :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g) = \frac{3}{4} (13.68 - 12.22) \approx 1 \text{ cm}$$

VIII.8.2.6 Flèche totale :

En service à vide :

$$f_{tot} = f_p + f_G + f_c = -13.68 + 12.22 + 1 = -0.35 \text{ cm}$$

En service sous charge :

$$f_{tot} = f_p + f_{G+S} + f_c = -13.68 + 13.96 + 1 = 1.37 \text{ cm}$$

VIII.8.2.7 Vérification de la flèche admissible :

La condition à vérifier à l'ELS étant :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A.N : } f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{4000}{1000} = 4.5 \text{ cm}$$

La flèche totale maximale ($f_{tot} = 1.37 \text{ cm}$) vérifie donc cette condition.

VIII.8.3- Calcul des rotations :

VIII.8.3.1 Rotation sous poids propre :

La rotation due à la charge répartie du poids propre est donnée par la formule :

$$\theta_G = \frac{GL^3}{24E_v I_G}$$

Avec :

I_G : moment d'inertie de la section poutre+hourdis en about. $I_G = 1.009 \text{ m}^4$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_G = \frac{38.935 \times 10^{-3} \times 39^3}{24 \times 12102.94 \times 1.009} = 7.88 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.8.3.2 Rotation sous surcharge D240 :

La rotation due à la surcharge du convoi D₂₄₀ est donnée par la formule :

$$\theta_S = \frac{M_{0_{D240}} L}{3E_v I_G}$$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_S = \frac{2970 \times 10^{-3} \times 39}{3 \times 12102.94 \times 1.009} = 3.16 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.8.3.3 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

La précontrainte provoque une rotation vers le haut qui vaut :

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_G} \int_0^{L/2} M_p dx$$

$\int_0^{L/2} M_p dx$: est l'aire du diagramme du moment de précontrainte précédemment établi sur la Figure VIII.10

$$\int_0^{L/2} M_p dx = \Omega_{ABE} + \Omega_{BCDE} = 32.345 + 69.77 = 102.115 \text{ MN.m}^2$$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_p = -\frac{102.115}{12102.94 \times 1.009} = -8.36 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.8.3.4 Rotation total :

En service à vide :

$$\theta_{tot} = \theta_p + \theta_G = (-8.36 + 7.88) \times 10^{-3} = -4.8 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

En service sous charge :

$$\theta_{tot} = \theta_p + \theta_G + \theta_s = (-8.36 + 7.88 + 3.16) \times 10^{-3} = 2.68 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.8.4- Calcul des déplacements :**VIII.8.4.1 Déplacement du à une rotation d'appui :**

Le déplacement du à la rotation d'appuis est donné par la formule :

$$\Delta_\theta = -\frac{\sin \theta \cdot h}{2} \cong -\frac{\theta \cdot h}{2} = -\frac{2.68 \times 10^{-3} \times 2.35}{2} = -3.15 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VIII.8.4.2 Déplacement du au retrait :

Le déplacement du au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{39}{2} = 3.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VIII.8.4.3 Déplacement du au fluage :

Le déplacement du au fluage est donné par la formule :

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \frac{L}{2} = \frac{\Delta \sigma_{fl}}{E_p} \times \frac{L}{2} = \frac{157.2 \times 39}{1.9 \times 10^5 \times 2} = 0.016 \text{ m}$$

VIII.8.4.4 Déplacement du à la variation de température :

Le déplacement du à la variation de température, défini auparavant dans le Chapitre III, est donné par la formule :

$$\Delta_T = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2} = 1.1 \times 10^{-5} \times 35 \times \frac{39}{2} = 7.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VIII.8.4.5 Déplacement total :

Le déplacement total est donné par la formule :

$$\Delta_{tot} = \frac{2}{3}(\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_{flu}) + \Delta_T = \left(\frac{2}{3}(-3.15 + 3.9 + 16) + 7.5\right) \times 10^{-3} = 18.7 \times 10^{-3} m$$

VIII.9- Conclusion :

Le calcul détaillé de la précontrainte nous a permis de déterminer le nombre de câbles nécessaires pour assurer la résistance des poutres aux contraintes appliquées.

Le calcul des déformations nous a permis de vérifier que la flèche maximale des poutres ne dépasse pas la flèche admissible imposée par les règlements.

Les vérifications sur les contraintes et les déformations étant validées, on peut passer à l'étude du hourdis et des entretoises pour finaliser l'étude de la superstructure.



CHAPITRE IX
ETUDE DU HOURDIS ET DES
ENTRETOISES



IX.1- Introduction:

Les ponts à poutres comportent en général des hourdis centraux et des hourdis en encorbellement qui sont tous des dalles appuyées sur un ou plusieurs côtés. L'une des fonctions de ces hourdis est de transmettre les charges aux poutres et aux entretoises. Cette transmission s'effectue par des déformations locales, notamment de flexion, des hourdis.

Dans notre cas, en présence d'entretoises intermédiaire, le hourdis ne joue pas le rôle d'entretoisement.

Ce présent chapitre se focalise sur l'étude de l'hourdis à la flexion transversale puis à l'étude des entretoises.

IX.2- Etude du hourdis :

IX.2.1- Etude de la flexion transversale :

On utilise un modèle numérique d'une bande $b = 1\text{ m}$ pour l'évaluation des efforts auxquels est soumis le hourdis :

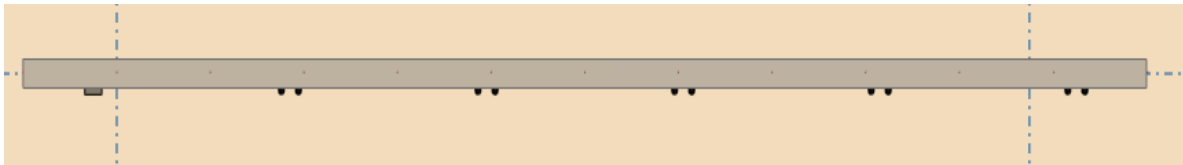


Figure IX. 1 Modèle numérique du hourdis

Ce dernier est modélisé comme élément barre reposant sur 6 appuis (pour simuler les poutres sur lesquelles il s'appuie)

Le moment transversal sous les différentes combinaisons est explicité dans les tableaux suivants :

Tableau IX. 1 Moment transversal appliqué au hourdis à l'ELS

Combinaisons	Moments (KN.m)	
	En travée (nappe inférieure)	Sur appuis (nappe supérieure)
$G + 1.2AL1$	4.68	8.24
$G + 1.2AL2$	4.81	7.96
$G + 1.2AL3$	4.4	7.5
$G + 1.2BC1$	31.47	36.58
$G + 1.2BC2$	48.39	46.17
$G + 1.2BC3$	42.17	44.82
$G + 1.2BT1$	43.9	46.43
$G + 1.2BT2$	44.14	54.72
$G + M_{c120}$	31	21.09
$G + D_{240}$	12.49	18.96

Tableau IX. 2 Moment transversal appliqué au hourdis à l'ELU

Combinaisons	Moments (KN.m)	
	En travée (nappe inférieure)	Sur appuis (nappe supérieure)
1.35G + 1.6AL1	6.25	11.03
1.35G + 1.6AL2	6.43	10.65
1.35G + 1.6AL3	5.89	10.05
1.35G + 1.6BC1	41.95	48.82
1.35G + 1.6BC2	64.54	61.6
1.35G + 1.6BC3	56.25	59.81
1.35G + 1.6BT1	61.17	61.95
1.35G + 1.6BT2	61.51	73.01
1.35G + 1.35M _{c120}	41.85	28.47
1.35G + 1.35D ₂₄₀	16.87	25.59

IX.2.2- Ferrailage du hourdis à la flexion transversale:

Pour le ferrailage du hourdis, on considère une bande $b = 1 \text{ m}$ travaillant en flexion simple. L'enrobage considéré sera $c = 5 \text{ cm}$.

Section minimale à respecter :

La section d'armatures tendues A_s est au moins égale à la valeur minimale fixée par la règle du millièrme et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e}\right)$$

$$\Rightarrow A_s \geq \max\left(\frac{100 \times 25}{1000}; 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.7}{500}\right) = 2.8 \text{ cm}^2$$

IX.2.2.1- Nappe inférieure(en travée):

$$M_u = 64.54 \text{ KN.m}; M_{ser} = 48.39 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit μ tel que :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

M_u : moment sollicitant à l'état-limite ultime.

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

d : distance du barycentre des armature tendues jusqu'à la fibre la plus comprimées

$$d = h - c = 0.25 - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$ (Situation durable)

On obtient donc :

$$\mu = \frac{0.065}{1 \times 0.2^2 \times 19.83} = 0.082$$

Puisque $\mu \leq 0.186$: l'état-limite ultime est atteint au pivot A.

Comme $\mu \leq 0.1$, la courbe β_u fonction de μ peut être assimilée à une droite d'équation $\beta_u = 1.07\mu$; on obtient alors la formule rapide ci-après :

$$A_s \geq \frac{1.07M_u}{d\sigma_s} = \frac{1.07M_u}{d\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

On obtient alors :

$$A_s \geq \frac{1.07 \times 0.065}{0.2 \times 434.78} \times 10^4 = 8 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Hypothèses de calcul :

On considère :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right)$$

$\eta = 1.6$ pour les barre HA de diamètre $\phi \geq 6 \text{ mm}$, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; \max(0.5 \times 500; 110\sqrt{1.6 \times 2.7})\right) = 250 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de gravité et de l'inertie de la section homogène réduite :

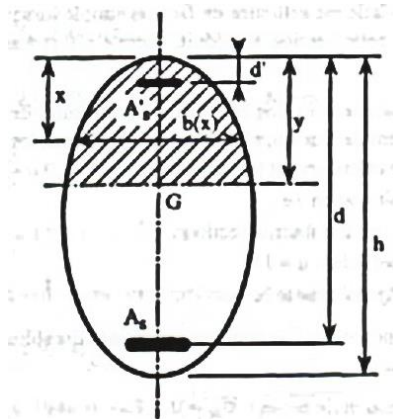


Figure IX. 2 Notation pour la détermination du centre de gravité

Soient x_{Gbc} l'ordonnée du centre de gravité et B_c l'aire de la section de béton comprimé, qui seront pour notre cas de section rectangulaire :

$$x_G = \frac{y}{2} ; B_c = by \text{ et } 0 = \frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y)$$

En absence d'aciers comprimés on prend : $A'_s = 0$

y est solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30A_sy - 30dA_s = 0$$

Dont la solution est :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 8 \times 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 \times 0.2 \times 8 \times 10^{-4}}{7.5(8 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.05831 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.05831^3}{3} + 15 \times 8 \times 10^{-4}(0.2 - 0.05831)^2 = 3.07 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{48.39 \times 10^{-3}}{3.07 \times 10^{-4}} \times 0.05831 = 9.19 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{48.39 \times 10^{-3}}{3.07 \times 10^{-4}} \times (0.2 - 0.05831) = 335 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \text{non vérifiée}$

La condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'étant pas vérifiée, on doit recalculer la section d'acier tendue en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible.

Le diagramme de contrainte donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n}$$

On calcule :

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 48.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 250} = 0.14517$$

On pose :

$$\lambda = 1 + u = 1.14517$$

Puis :

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0.816 \Rightarrow \varphi = 0.6163 \text{ rad}$$

On obtient :

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.3305$$

On vérifie :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.3305}{1 - 0.3305} \frac{250}{15} = 8.22 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Puis on obtient :

$$A_s \geq \frac{\alpha}{30(1 - \alpha)} bd = \frac{0.3305^2}{30(1 - 0.3305)} 1 \times 0.2 = 10.88 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 4HA20 = 12.57 cm² avec un espacement de 25 cm.

IX.2.2.2- Nappe supérieure(en about):

$M_u = 73.01 \text{ KN.m}$; $M_{ser} = 54.72 \text{ KN.m}$

On calcule le moment réduit μ tel que :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

M_u : moment sollicitant à l'état-limite ultime.

$b = 1 \text{ m}$

d : distance du barycentre des armature tendues jusqu'à la fibre la plus comprimées

$$d = h - c = 0.25 - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$ (Situation durable)

On obtient donc :

$$\mu = \frac{0.073}{1 \times 0.2^2 \times 19.83} = 0.092$$

Puisque $\mu \leq 0.186$: l'état-limite ultime est atteint au pivot A.

Comme $\mu \leq 0.1$, la courbe β_u fonction de μ peut être assimilée à une droite d'équation

$\beta_u = 1.07\mu$; on obtient alors la formule rapide ci-après :

$$A_s \geq \frac{1.07M_u}{d\sigma_s} = \frac{1.07M_u}{d\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

On obtient alors :

$$A_s \geq \frac{1.07 \times 0.073}{0.2 \times 434.78} \times 10^4 = 9 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**
 - **Hypothèses de calcul :**

On considère :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

- **Détermination du centre de gravité et de l'inertie de la section homogène réduite :**

Soient x_{gbc} l'ordonnée du centre de gravité et B_c l'aire de la section de béton comprimé, qui seront pour notre cas de section rectangulaire :

$$x_g = \frac{y}{2} ; B_c = by \text{ et } 0 = \frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y)$$

En absence d'aciers comprimés on prend : $A'_s = 0$

y est solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30A_sy - 30dA_s = 0$$

Dont la solution est :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9 \times 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 \times 0.2 \times 9 \times 10^{-4}}{7.5(9 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.06121 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.06121^3}{3} + 15 \times 9 \times 10^{-4}(0.2 - 0.06121)^2 = 3.365 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{54.72 \times 10^{-3}}{3.365 \times 10^{-4}} \times 0.06121 = 9.96 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{54.72 \times 10^{-3}}{3.365 \times 10^{-4}} \times (0.2 - 0.06121) = 338 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ non vérifiée

La condition $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ n'étant pas vérifiée, on doit recalculer la section d'acier tendue en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible.

Le diagramme de contrainte donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{\overline{\sigma}_s}{n}$$

On calcule :

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 54.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 250} = 0.16416$$

On pose :

$$\lambda = 1 + u = 1.16416$$

Puis :

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0.7961 \Rightarrow \varphi = 0.65 \text{ rad}$$

On obtient :

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.348$$

On vérifie :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.348}{1 - 0.348} \frac{250}{15} = 8.9 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Puis on obtient :

$$A_s \geq \frac{\alpha}{30(1 - \alpha)} bd = \frac{0.348^2}{30(1 - 0.348)} 1 \times 0.2 = 12.39 \text{ cm}^2$$

On prend donc : $4HA20 = 12.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

IX.2.3- Etude de la flexion longitudinale :

Les armatures sollicitées dans la dalle étant les armatures transversales, les armatures longitudinales auront un rôle de construction. On disposera du tiers de la surface minimale des armatures transversale comme armatures de construction :

- **Nappe inférieure :**

$$A_{s\text{long}} = \frac{A_s}{3} = \frac{10.88}{3} = 3.63 \text{ cm}^2$$

On prend donc : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

- **Nappe supérieure :**

$$A_{s\text{long}} = \frac{A_s}{3} = \frac{12.39}{3} = 4.13 \text{ cm}^2$$

On prend donc : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

IX.2.4- Vérification du poinçonnement :

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle (roues des différents types de surcharges), on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite (A.5.2,4 BAEL 91) :

$$Q_u \leq \frac{0.045 u_c h_d f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU ; $Q_u = 1.6P$

h_d : hauteur de la dalle $h_d = 0.25 \text{ m}$

u_c : le périmètre de contour défini dans A.3.2,5 du BAEL 91 par :

$$u_c = 2(a' + b')$$

Où : $a' = a + \frac{3}{4}h_r + h_d$ et $b' = b + \frac{3}{4}h_r + h_d$.

a et b étant les dimensions de la roue ;

h_r étant l'épaisseur du revêtement.

- **Roue B_r : $P = 10 \text{ t}$; $a = 60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$**

$$a' = 60 + \frac{3}{4}8 + 25 = 91 \text{ cm}$$

$$b' = 30 + \frac{3}{4}8 + 25 = 61 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.91 + 0.61) = 3.04 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$Q_u = 1.6 \times 10 = 16 \text{ t} = 0.16 \text{ MN}$$

$$\frac{0.045 u_c h_d f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 3.04 \times 0.25 \times 35}{1.5} = 0.798 \text{ MN}$$

$$0.16 \text{ MN} \leq 0.798 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Roue B_c : $P = 6 \text{ t}$; $a = 25 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$**

$$a' = 25 + \frac{3}{4}8 + 25 = 56 \text{ cm}$$

$$b' = 25 + \frac{3}{4}8 + 25 = 56 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.56 + 0.56) = 2.24 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$Q_u = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ t} = 0.096 \text{ MN}$$

$$\frac{0.045u_c h_d f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.24 \times 0.25 \times 35}{1.5} = 0.588 \text{ MN}$$

$$0.096 \text{ MN} \leq 0.588 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Roue B_t : $P = 8 \text{ t}$; $a = 60 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$**

$$a' = 60 + \frac{3}{4}8 + 25 = 91 \text{ cm}$$

$$b' = 25 + \frac{3}{4}8 + 25 = 56 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.91 + 0.56) = 2.94 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$Q_u = 1.6 \times 8 = 12.8 \text{ t} = 0.128 \text{ MN}$$

$$\frac{0.045u_c h_d f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.94 \times 0.25 \times 35}{1.5} = 0.772 \text{ MN}$$

$$0.128 \text{ MN} \leq 0.772 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX.2.5- Conclusion sur le ferrailage du hourdis :

- **Armatures transversale :**

Fibre inférieure : 4HA20 espacées de 25 cm.

Fibre supérieure : 4HA20 espacées de 25 cm.

- **Armatures longitudinales :**

Fibre inférieure : 4HA12 espacées de 25 cm.

Fibre supérieure : 4HA12 espacées de 25 cm.

- **Armatures d'effort tranchant :**

Non nécessaires.

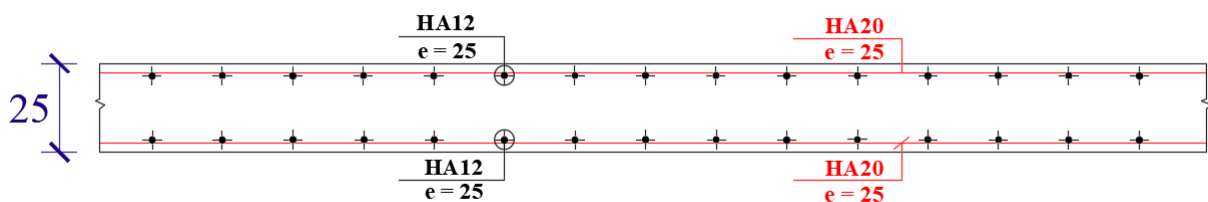


Figure IX. 3 Ferrailage du hourdis

IX.3- Etude des entretoises :**IX.3.1- Entretoises de rive :**

Les entretoises de rive sont principalement ferraillées pour supporter les vérins lors d'un éventuel changement des appareils d'appui :

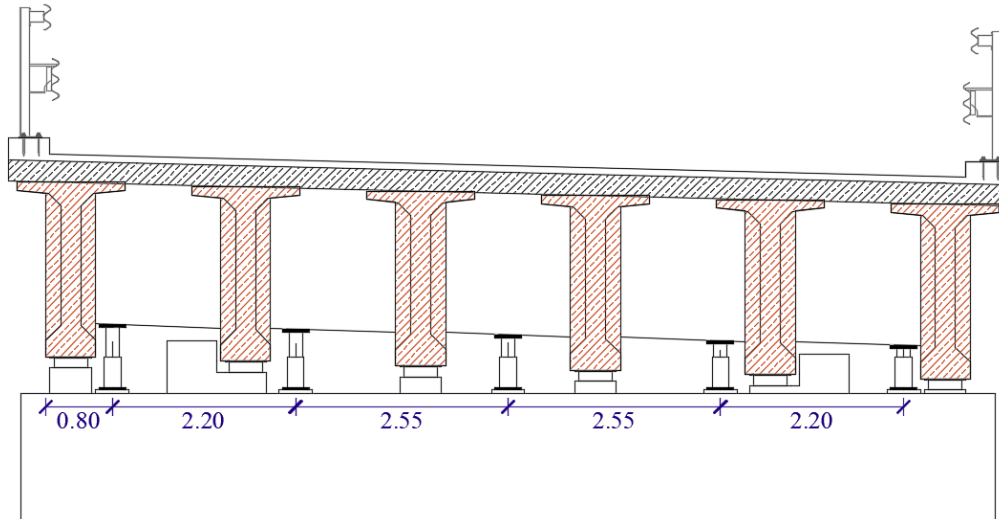


Figure IX. 4 Disposition des vérins lors d'un changement des appareils d'appui

La disposition des vérins doit être symétrique et leur espacement doit rester dans l'intervalle :
 $2\text{ m} \leq e \leq 3.5\text{ m}$

IX.3.1.1- Evaluation des efforts :

On modélise l'entretoise comme élément barre reposant sur 5 appuis (pour simuler les vérins) :

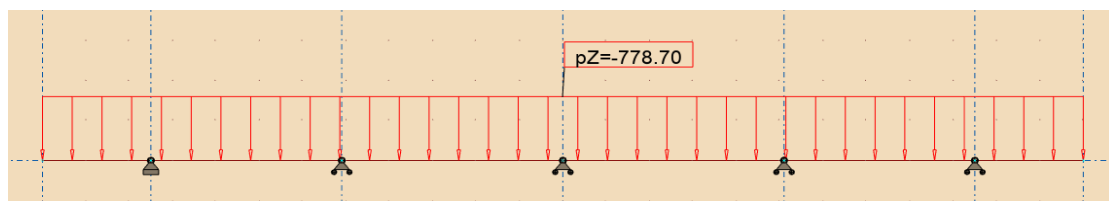


Figure IX. 5 Modèle numérique de l'entretoise

Les moments obtenus sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IX. 3 Moment maximal sur l'entretoise de rive

Nappe	Moment max ELS	Moment max ELU
Supérieure	617.73	833.94
Inférieure	253.06	341.63

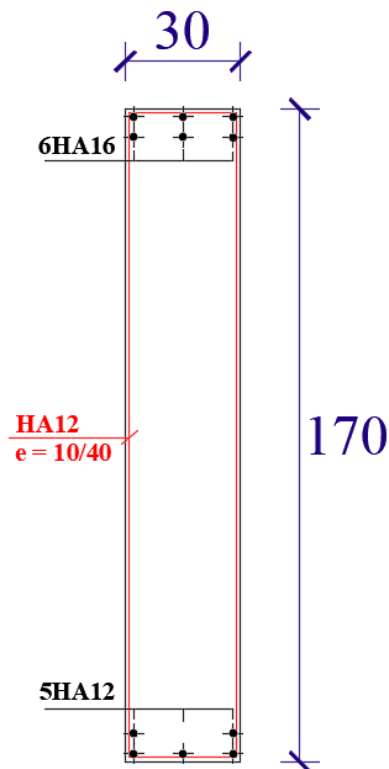
IX.3.1.2- Ferrailage :

La section est calculée à la flexion simple et à l'effort tranchant en utilisant Robot Expert :

Tableau IX. 4 Ferrailage de l'entretoise de rive

Nappe	Moment max ELS	Moment max ELU	Effort tranchant max ELU	$A_s (cm^2)$	Choix du ferrailage
Supérieure	617.73	833.94	1471	11.9	6HA16
Inférieure	253.06	341.63		5.3	5HA12

Les cadres sont en HA12 avec espacement $S_t = 10\text{ cm}$ et $S_{tmax} = 40\text{ cm}$.

**Figure IX. 6 Ferrailage des entretoises de rive****IX.3.2- Entretoises intermédiaires :**

Les entretoises intermédiaires jouent le rôle d'entretoisement et de répartition du moment longitudinal entre les poutres.

IX.3.2.1- Evaluation des efforts :

On tire les efforts agissants sur les entretoises intermédiaires du modèle globale de la superstructure utilisé dans le calcul de la répartition transversal du moment :

On s'intéresse uniquement à la combinaison de charge donnant les efforts maximaux, qui est sous poids propre G et convoi D240

Tableau IX. 5 Moment maximal sur l'entretoise intermédiaire

Nappe	Moment max ELS	Moment max ELU
Supérieure	63.84	86.18
Inférieure	1252.63	1691.06

IX.3.2.2- Ferrailage :

Tableau IX. 6 Ferrailage de l'entretoise intermédiaire

Nappe	Moment max ELS	Moment max ELU	Effort tranchant max ELU	$A_s (cm^2)$	Choix du ferrailage
Supérieure	63.84	86.18	495.3	5.3	5HA12
Inférieure	1252.63	1691.06		25	6HA25

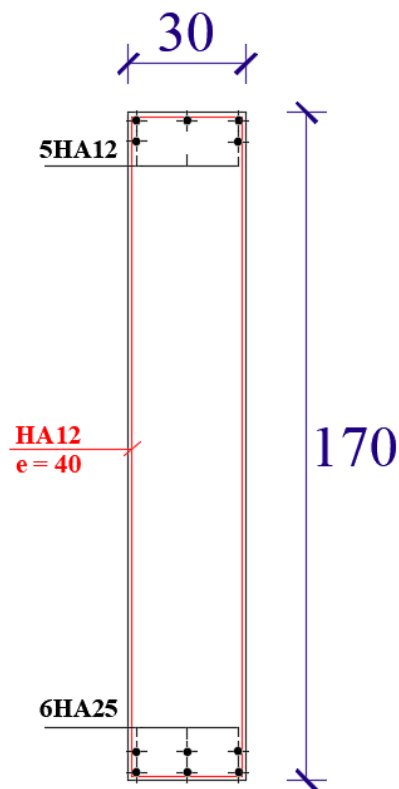


Figure IX. 7 Ferrailage des entretoises intermédiaires



CHAPITRE X

ETUDE DES EQUIPEMENTS DU

PONT



X.1- Les appareils d'appui:

Ces appareils, placés entre une structure et ses supports, sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

Les types les plus utilisés sont les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP). Le choix entre ces deux types dépend de plusieurs facteurs (descente de charges, rotation maximale, déplacements horizontaux, coût, environnement), on choisit les appareils d'appui en élastomère fretté pour bénéficier des avantages suivant :

- Les ouvrages dont les tabliers reposent uniquement sur des appareils d'appui en élastomère fretté sont souples et leurs périodes de vibrations propres se trouvent au-delà de la gamme la plus sensible aux séismes. En général, cet assouplissement suffit pour obtenir la résistance parasismique de l'ouvrage
- Coût relativement modéré.
- Mise en œuvre, réglage et remplacement plus facile.

Les AAEF utilisés seront de **type B**, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de - 0, + 2 mm).

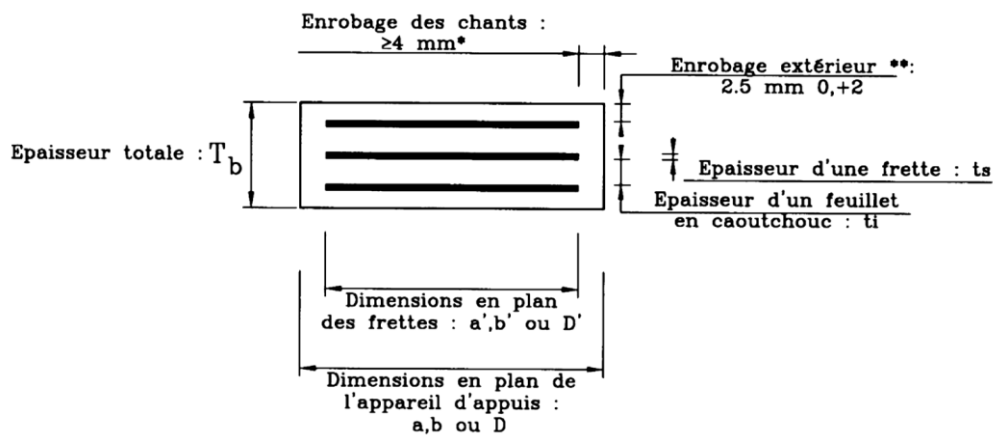


Figure X. 1 constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

X.1.1- Dimensionnement des appareils d'appui :

• Aire des appareils d'appui :

On désigne par $a \times b$ l'aire de l'appareil d'appui avec :

a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Les conditions devant être vérifiées étant :

$$\begin{cases} 2 \text{ MPa} \leq \sigma_{ap} & \text{condition de non cheminement} \\ \sigma_{ap} \leq 15 \text{ MPa} & \text{condition de non écrasement} \end{cases}$$

Avec :

σ_{ap} : contrainte de compression de l'appareil d'appui $\sigma_{ap} = \frac{R_{max}}{a \times b}$.

R_{max} : réaction maximale d'appui à l'ELU $R_{max} = 1.732 \text{ MN}$.

AN :

$$2 \leq \frac{1.732}{a \times b} \leq 15 \Rightarrow 0.115 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.866 \text{ m}^2$$

On choisit les dimensions a et b suivant la panoplie des dimensions usuelles des appareils d'appui de type B et de façon à satisfaire la condition sur l'aire :

Tableau X. 1 Appareil d'appui de type B avec e=demi-feuillet (SETRA)

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

On choisit :

$$\begin{cases} a = 350 \text{ mm} \\ b = 350 \text{ mm} \end{cases} \text{ pour une aire } a \times b = 0.1225 \text{ m}^2$$

- **Epaisseur des appareils d'appui :**

La condition à vérifier est celle du non flambement, définie par :

$$\frac{b}{10} \leq T_b \leq \frac{b}{5}$$

Avec :

T_b : épaisseur totale de l'appareil d'appui.

b : plus grande dimension de l'appareil d'appui.

A.N :

$$\frac{350}{10} \leq T_b \leq \frac{350}{5} \Rightarrow 35 \text{ mm} \leq T \leq 70 \text{ mm}$$

X.1.2- Dimensionnement des frettes :

Deux conditions sont à vérifier pour le dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{max}}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

t_s : épaisseur des frettes

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes

$$\sigma_e = 235 \text{ MPa} \quad (\text{Bulletin technique SETRA})$$

σ_{max} : contrainte maximale de compression $\sigma_{max} = 14.14 \text{ MPa}$.

A.N :

$$\frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{max}}{\sigma_e} = \frac{350}{8.75} \times \frac{14.14}{235} = 2.4 \text{ mm}$$

Les conditions sont donc :

$$\begin{cases} t_s \geq 2.4 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend $t_s = 3 \text{ mm}$.

X.1.3- Effort horizontaux agissants sur les appareils d'appui :

Les efforts horizontaux qui agissent sur chaque appareil d'appui sont calculés ci-dessous en prenant en compte le placement de 2 appareils d'appuis pour chacune des 6 poutres pour un total de 12 appareils d'appui par travée.

- **Effort de freinage $A(l)$:**

L'effort de freinage considéré est dans le cas le plus défavorable de 3 voies chargées :

$$H_{A(l)/app} = \frac{FA_{max}}{n}$$

Avec :

FA_{max} : effort de freinage de la surcharge $A(l)$ dans le cas de 3 voies chargées.

n : nombre d'appareils d'appui.

A.N :

$$H_{A(l)/app} = \frac{163}{12} = 13.58 \text{ KN}$$

- **Effort de freinage B_c :**

$$H_{bc/app} = \frac{FBc}{n} \frac{360}{12} = 30 \text{ KN}$$

Avec :

FBc : effort de freinage du système B_c .

- **Effort dû au séisme : (tiré du modèle numérique de l'étude sismique)**

Suivant x : 2154.24 KN soit 179.52 KN/appareil

Suivant y : 701.31 KN soit 58.44 KN/appareil

Verticalement : 2092.06 soit 174.33 KN/appareil

- **Effort dû au vent :**

L'effort dû au vent est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage, sa valeur est définie par :

$$H_{vent/app} = \frac{S \times P_v}{n}$$

Avec :

P_v : pression du vent $P_v = 2 \text{ KN/m}^2$.

S : section latérale sur laquelle agit le vent.

$$S = (h_p + h_d + h_r + h_{trot}) = 40(2.1 + 0.25 + 0.08 + 0.12) = 102 \text{ m}^2$$

A.N :
$$H_{vent/app} = \frac{S \times P_v}{n} = \frac{102 \times 2}{12} = 17 \text{ KN}$$

- **Effort dû au déplacement :**

Les déformations de la superstructure, calculées dans le chapitre précédent, donne naissance à des effort horizontaux donnés par la formule suivante :

$$H_{dép/app} = \frac{\Delta_{max} \times G \times a \times b}{n \times T}$$

Avec :

Δ_{max} : déplacement maximal $\Delta_{max} = 18.7 \times 10^{-3} m$.

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 5 cm$.

A.N :

$$H_{dép/app} = \frac{18.7 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 10^3 \times 0.35 \times 0.35}{12 \times 0.05} = 3.44 KN$$

X.1.4- Vérification des contraintes de compression :

La condition à vérifier est :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 15 MPa$$

A.N :

$$\sigma_{max} = \frac{1.732}{0.35 \times 0.35} = 14.14 MPa \leq 15 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X.1.5- Vérification des contraintes de cisaillement :

La condition à vérifier est :

$$\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$$

- **Effort de cisaillement dû à l'effet normal τ_N :**

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3 G$$

β : coefficient de forme $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$

t : épaisseur de feuillet $t = 10 mm$.

$$\beta = \frac{0.35 \times 0.35}{2 \times 0.01 \times (0.35 + 0.35)} = 8.75$$

$$\text{Donc } \tau_N = \frac{1.5 \times 14.14}{8.75} = 2.42 MPa$$

$$\text{Et } 3 G = 3 \times 0.9 = 2.7 MPa$$

$$\tau_N = 2.42 \text{ Mpa} \leq 3 G = 2.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Effort de cisaillement dû au déplacement horizontal τ_H :**

Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$$

Avec :

τ_{H1} : contrainte de cisaillement sous déplacement lent.

U_1 : déplacement dû à la température, retrait et fluage. $U_1 = 18.7 \times 10^{-3} \text{ m}$

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 5 \text{ cm}$.

A.N :

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 18.7 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.33 \text{ Mpa}$$

$$0.5G = 0.5 \times 0.9 = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{H1} = 0.33 \text{ Mpa} \leq 0.5G = 0.45 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sous effort dynamique (freinage B_c) :

$$\tau_{H2} = \frac{H_{Bc}}{a \times b} \leq 0.5G$$

Avec τ_{H2} : contrainte de cisaillement sous effort dynamique.

A.N :

$$\tau_{H2} = \frac{0.03}{0.35 \times 0.35} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.24 \text{ MPa} \leq 0.5G = 0.45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sous déformation cumulée (lente+rapide) :

$$\tau_H \leq 0.7 G$$

Avec :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.33 + 0.5 \times 0.24 = 0.45 \text{ MPa}$$

$$0.7G = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.45 \text{ MPa} \leq 0.7 G = 0.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Effort de cisaillement dû à la rotation τ_α :**

$$\tau_\alpha = \frac{G \times a^2(\alpha_0 + \alpha_t)}{2 \times t^2 \times n} \leq 1.5G$$

Avec :

α_t : rotation en service à vide $\alpha_t = -4.8 \times 10^{-4} \text{ rad}$.

α_0 : rotation supplémentaire $\alpha_0 = 10^{-2} \text{ rad}$.

n : nombre de feuillets $n = 5$.

A.N :

$$\tau_\alpha = \frac{0.9 \times 0.35^2(10^{-2} - 4.8 \times 10^{-4})}{2 \times 0.01^2 \times 5} = 1.04 \text{ Mpa}$$

$$1.5G = 1.5 \times 0.9 = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_\alpha = 1.04 \text{ Mpa} \leq 1.5G = 1.35 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Effort de cisaillement total :**

On procède à la vérification de l'effort total de cisaillement :

$$\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H = 2.42 + 1.04 + 0.63 = 4.09 \text{ Mpa} \leq 4.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

X.1.6- Vérification des conditions de stabilité :

X.1.6.1- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} & (\text{condition de non cheminement}) \\ H \leq f \times R_{min} & (\text{condition de non glissement}) \end{cases}$$

Avec :

R_{min} : réaction d'appui sous G à l'ELU $R_{min} = 0.759 \text{ MN}$

H : effort horizontal exercé sur la dalle.

f : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$f = 1 + \frac{1.5 \times k_f}{\sigma_{min}} \quad \text{avec: } k_f = 0.6 \text{ pour béton}$$

A.N :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{0.35 \times 0.35} = \frac{0.759}{0.35 \times 0.35} = 6.2 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$f = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{6.2} = 0.245$$

$$f \times R_{min} = 0.245 \times 0.759 = 0.186 \text{ MN}$$

$$H_{dep} = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T} = \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times 18.7 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.117 \text{ Mpa}$$

$$H_{dep} = 0.117 \leq 0.186 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{séisme} = 0.2 \text{ MN} \leq 0.186 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

X.1.6.2- Condition de non soulèvement :

La condition à vérifier est :

$$|\theta_{tot}| \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{min}}{G}$$

Avec :

$$\theta_{tot} : \text{rotation en service à vide } \theta_{tot} = \theta_p + \theta_G = -4.8 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\beta : \text{coefficient de forme } \beta = 8.75$$

A.N :

$$\frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{min}}{G} = \frac{3}{8.75} \times \frac{0.01^2}{0.35^2} \times \frac{6.2}{0.9} = 1.93 \times 10^{-3}$$

$$|\theta_{tot}| = 4.8 \times 10^{-4} \leq 1.93 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X.1.6.3- Condition de non flambement :

La condition à vérifier est :

$$\gamma_s \times P_U \leq P_c$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient partiel de sécurité } \gamma_s = 3 ;$$

$$P_U : \text{valeur maximale des charges verticales à l'ELU } P_U = R_{max} = 1.732 \text{ MN} ;$$

$$P_c : \text{charge critique de l'appareil d'appui évaluée par :}$$

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

Avec :

G : module de cisaillement $G = 0.9 \text{ MN}$;

B : aire en plan de l'appui $B = a \times b = 0.35 \times 0.35 = 0.1225$;

S : facteur de forme précédemment calculé $S = 8.75$;

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère $d = 10 + 3 = 13 \text{ mm}$;

h : hauteur totale de l'appareil d'appui $h = 65 \text{ mm}$.

A.N :

$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times 0.1225 \times 8.75^2 \times 0.013}{0.065} = 6.75 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_U = 3 \times 1.732 = 5.2 \text{ MN}$$

Alors :

$$\gamma_s \times P_U = 5.2 \leq P_c = 6.75 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X.1.6.4- Condition sur la distorsion :

La distorsion $\delta = \frac{V_x}{h_c}$ rapport du déplacement horizontale à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée en fonction de la valeur de $p = P_u/P_c$ aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \delta \leq 0.7 + 4(\delta_o - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta \leq 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Puisque :

$$p = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.732}{6.75} = 0.26$$

Alors :

$$\delta \leq 1.4(1 - 2 \times 0.26) \Rightarrow \delta \leq 0.672$$

On a $\delta = \frac{7.6}{6.5} = 1.17 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

On dispose donc de dispositif de non-distorsion.

X.1.7- Conclusion sur les appareils d'appui:

Les éléments constitutifs de nos appareils d'appui sont donc :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $/2 = 5 \text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

La hauteur totale des appareils d'appui est donnée par :

$$H_{totale} = 4 \times t + 5 \times t_s + 2 \times \frac{t}{2} = 4 \times 10 + 5 \times 3 + 2 \times 5 = 65 \text{ mm}$$

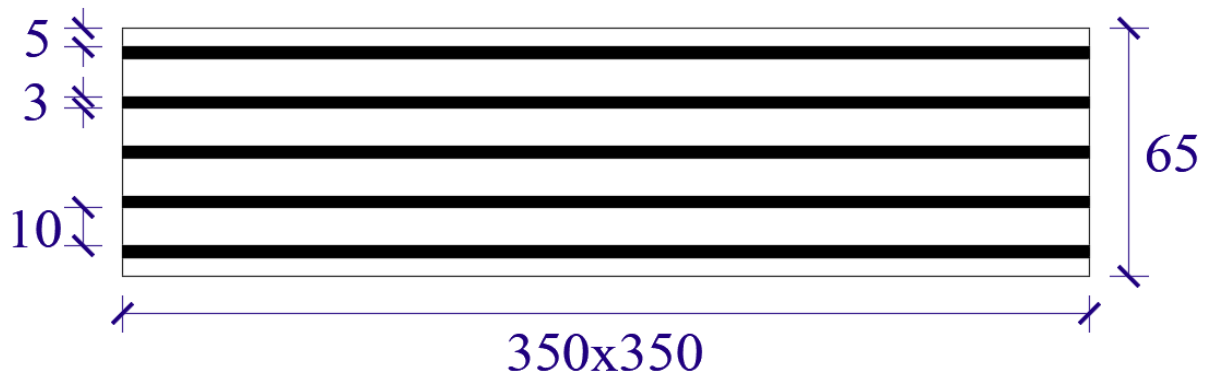


Figure X. 2 Appareil d'appui choisi

X.2- Les dés d'appui :

Le rôle principal des dés d'appui est de diffuser les efforts localisés exercés sur la partie supérieure du mur de front et du chevet sous l'effet de la descente des charges verticales. Ils nous évitent ainsi les risques de fissuration à condition de disposer d'armatures de chaînage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appui.

X.2.1- Dimensionnement des dés d'appui :

La condition à appliquer sur les dimensions du dé d'appui est la suivante :

$$h_{d\acute{e}} \geq \frac{2ab}{2(a+b)}$$

Avec :

$h_{d\acute{e}}$: hauteur du dé d'appui.

a et b : dimensions de l'appareil d'appui supporté

A.N :

$$h_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times 35 \times 35}{2(35 + 35)} = 17.5 \text{ cm}$$

On prend $h_{d\acute{e}} = 20 \text{ cm}$.

Les dimensions en plan du dé d'appui sont celles de l'appareil d'appui majorées de 20 cm :

$$\begin{cases} a_1 = a + 20 \text{ cm} = 35 + 20 = 55 \text{ cm} \\ b_1 = b + 20 \text{ cm} = 35 + 20 = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

X.2.2- Ferrailage du dé d'appui :**X.2.2.1- Armatures de chainage :**

Ces armature doivent reprendre 25% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_c = \frac{0.25R_{max}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

A.N :

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.732}{434.78} \times 10^4 = 9.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6HA14 + HA12 = 10.37 \text{ cm}^2$$

X.2.2.2- Armatures de profondeur :

Pour éviter la propagation de fissures éventuelles, on dispose d'armatures appelées : armatures de profondeur.

Ces armatures doivent reprendre 12.5% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_p = \frac{0.125R_{max}}{\sigma_s}$$

A.N :

$$A_c = \frac{0.125 \times 1.732}{434.78} \times 10^4 = 4.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 7HA10 = 5.5 \text{ cm}^2$$

X.2.2.3- Armatures de diffusion :**Frette supérieure :**

Cette section d'armatures est placée –tout en respectant les conditions d'enrobage- le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui et doit reprendre 4% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_{Fsup} = \frac{0.04R_{max}}{\sigma_s}$$

A.N :

$$A_c = \frac{0.04 \times 1.732}{434.78} \times 10^4 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Frette inférieure :

Cette section d'armatures est placée –tout en respectant les conditions d'enrobage- à une profondeur entre $h_{dé}/3$ et $h_{dé}$ à partir de la face supérieure du dé d'appui et doit reprendre 10% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_{Finf} = \frac{0.1R_{max}}{\sigma_s}$$

A.N :

$$A_{Finf} = \frac{0.1 \times 1.732}{434.78} \times 10^4 = 3.91 \text{ cm}^2$$

On prend: $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

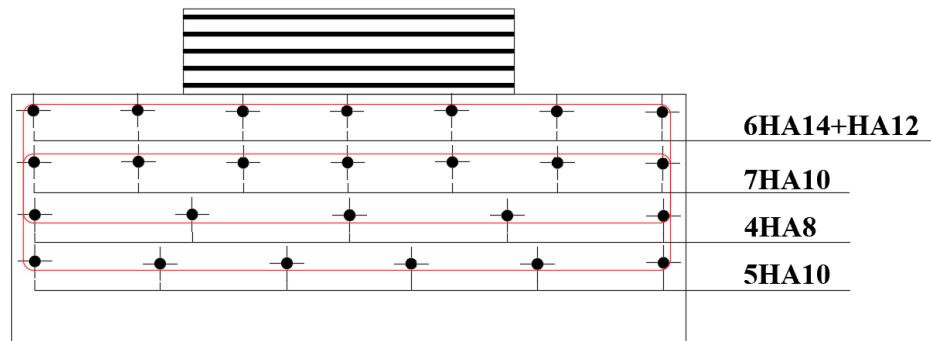


Figure X. 3 Ferrailage du dé d'appui

X.3- Les joints de chaussée :

Pour assurer la continuité de circulation, la liberté de mouvement du pont et l'étanchéité entre deux travées adjacentes du tablier, un profile en élastomère est placé entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que le trafic, l'étanchéité sur l'ouvrage et la capacité de souffle.

On appelle "souffle" d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

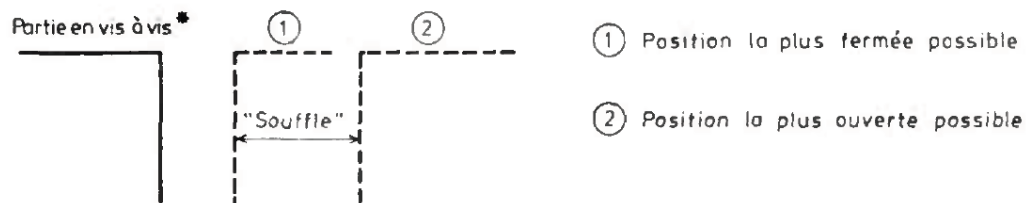


Figure X. 4 Souffle de joint

X.3.1- Calcul du souffle :

Selon le RPOA, le dimensionnement des joints de chaussée doit se faire avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint,

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage)

$$W_D = 2(\Delta_r + \Delta_{flu}) = 2(0.004 + 0.016) = 0.04 \text{ m}$$

W_T : souffle thermique

$$W_T = 2\Delta_T = 2 \times 7.5 \times 10^{-3} = 0.015 \text{ m.}$$

W_S : souffle sismique tiré du modèle numérique

$$. W_S = U_x = 0.076 \text{ m}$$

A.N :

$$W = 0.04 + 0.3 \times 0.015 + \frac{0.076}{3} = 0.07 \text{ m}$$

X.3.2- Type de joint :

D'après les résultats de souffle total qu'on a obtenus précédemment, on opte le type **Wd** (souffles moyens). Ce choix est fait selon des gammes de joints CIPEC (Freyssinet) dont les intervalles de souffle en absence de biais (100 gr) sont dans le tableau suivant :

Tableau X. 2 Appareil d'appui de type B avec e=demi-feuillet (SETRA)

Type	Droit (100gr)
Wd/Wd+60	60
Wd/Wd+80	80
Wd/Wd+110	110
Wd/Wd+160	160
Wd/Wd+230	230
Wd/Wd+320	320

Puisque notre souffle est de 70 mm on choisit le joint Wd80.

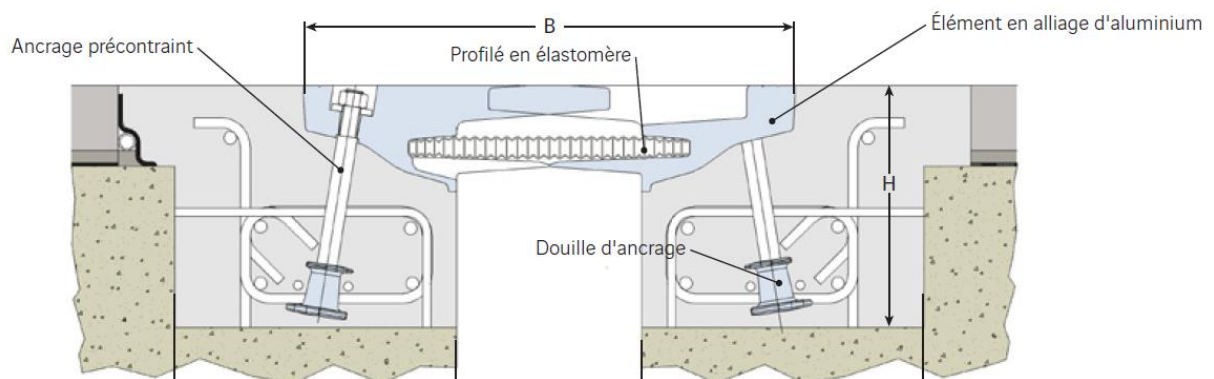


Figure X. 5 Joint type Wd



CHAPITRE XI

ETUDE SISMIQUE



XI.1- Introduction :

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation. Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, A l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

XI.2- Analyse sismique du pont:**XI.2.1- Méthodes de calcul :**

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- La méthode multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non-linéaire.

Les méthodes qui seront utilisées sont l'analyse monomodale et multimodale spectrale selon les conditions à vérifier dans chaque sens.

XI.2.2- Vérification des critères de la méthode monomodale spectrale :

- **Masse modale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre), c'est-à-dire :

$$M_{modale} > 0.7M_{totale}$$

Cette condition est considérée vérifiée si la masse des piles M_{pile} est inférieure à 43% de la masse du tablier $M_{tablier}$, c'est-à-dire :

$$M_{piles} < 0.43M_{tablier}$$

Avec :

$$M_{tablier} = 9344.4 \times 7 = 65410.8 \text{ KN}$$

$$M_{piles} = \sum M_{fûts} + \sum M_{chevetre}$$

$$M_{chevetre} = \rho_{béton} \times V_{chevetre} = 25 \times 2.5 \times 1.7 \times 12 = 1275 \text{ KN}$$

La masse de chaque fût est calculée en fonction de sa hauteur :

$$M_{futs} = h \times n \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho_{\text{béton}}$$

Avec :

h : hauteur du fût.

n : nombre des futs par pile.

D : diamètre du fut.

A.N :

$$M_{futs} = h \times 3 \times \pi \times \frac{1.5^2}{4} \times 25 = 132.53h$$

La masse des éléments d'appui en élévation sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI. 1 Masses des éléments d'appui en élévation

Pile	$h_{fûts}$ (m)	$M_{fûts}$ (KN)	$M_{chevetre}$ (KN)
P1	6	795.18	1275
P2	5	662.65	1275
P3	10	1325.3	1275
P4	9.5	1259.03	1275
P5	8.5	1126.5	1275
P6	6	795.18	1275
	Σ	5963.84	7650

On aura donc :

$$M_{piles} = 5963.84 + 7650 = 13613.84 \text{ KN}$$

Puis on procède à la vérification de la condition sur la masse modale :

$$M_{piles} = 13613.84 \text{ KN} < 0.43M_{\text{tablier}} = 28126.64 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Pour le cas de notre ouvrage, l'absence de biais (100 gr) signifie la vérification de la condition sur l'angle de biais.

- **Courbure en plan du pont :**

Puisque notre ouvrage suit une trajectoire à grand rayon ($R = 1800 \text{ m}$), la condition est vérifiée.

- **Symétrie transversale :**

Puisque notre ouvrage est symétrique, cette condition est vérifiée.

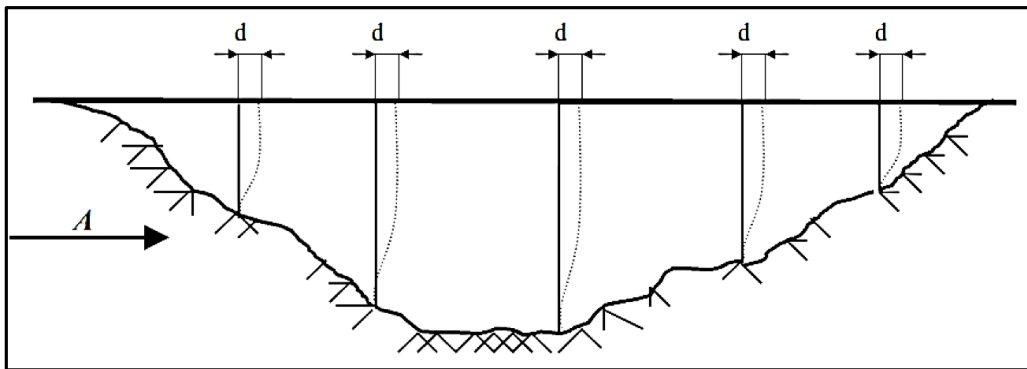
Donc : l'application de la méthode monomodale vérifie toutes les conditions stipulées par le RPOA.

XI.2.3- Données du projet :

- Les convois militaires et exceptionnels sont autorisés pour la circulation sur notre pont, alors il est parmi les ponts stratégiques (**Groupe 1**).
- D'après sa situation géographique, notre ouvrage se trouve en zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).
- Pour notre cas le coefficient d'accélération de zone est de : **$A = 0.25$**
- Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc : **$\xi = 5\%$** .
- Le site est classé dans la catégorie **S2 (site ferme)**.

Tableau XI. 2 Masses des éléments d'appui en élévation

Groupe d'usage	Zone sismique	Coefficient d'accélération	Amortissement	Catégorie du site
1	IIa	0.25	5%	S2

XI.3- Sens horizontal longitudinal:**Figure XI. 1 Séisme longitudinal****XI.3.1- Détermination de la masse du système :**

La masse du système à considérer comprend le poids propre et une partie de la charge d'exploitation :

$$M_{\text{système}} = G + \alpha Q$$

Avec :

G : poids propre du tablier seul (système isostatique) $G = 65410.8 \text{ KN}$.

Q : charge d'exploitation.

Et α coefficient dépendant de la nature de l'ouvrage :

$$\alpha = \begin{cases} 30\% \text{ des charges d'exploitation pour les pont ferroviaire} \\ 20\% \text{ des charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains} \\ 0\% \text{ pour les autres cas} \end{cases}$$

Puisque l'ouvrage est un pont routier situé hors zone urbaine : $\alpha = 0$

Donc :

$$M_{\text{système}} = G = 65410.8 \text{ KN}$$

XI.3.2- Détermination de la raideur longitudinal du système:

La raideur du système comprend la raideur des piles et celle des culées.

- **Raideur de la pile k_{pile} :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts ($k_{\text{fûts}}$) et celle des appareils d'appui (k_{aa}) qui sont montés en série. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$k_{\text{pile}} = \frac{1}{k_{\text{fûts}}} + \frac{1}{k_{aa}}$$

Calcul de k_{aa} : fait selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$k_{aa} = nG \frac{ab}{T}$$

Avec :

n : nombre d'appareil d'appui par pile $n = 12$.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1.2 MPa (cas statique).

a et b : dimensions en plan de l'appareil d'appui $a = b = 0.35 \text{ m}$.

T : épaisseur de l'élastomère de l'appareil d'appui $T = 0.05 \text{ m}$

A.N :

$$k_{aa} = 12 \times 1.2 \times \frac{0.35 \times 0.35}{0.05} = 35.28 \text{ MN/m}$$

Calcul de $k_{\text{fûts}}$: la raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

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

Avec :

n : nombre de fûts $n = 3$.

E : module d'élasticité instantané du béton $E = 34179.56 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie en plan du fût :

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 1.5^4}{64} = 0.25 \text{ m}^4$$

h : hauteur du fût.

A.N :

$$k_{\text{fûts}} = 3 \times \frac{3 \times 34179.56 \times 0.25}{h^3} = \frac{76904.01}{h^3}$$

Les résultats de calcul des raideurs de chaque pile sont établis dans le tableau suivant :

Tableau XI. 3 Raideurs des piles

Pile	$h(m)$	$k_{aa} (MN/m)$	$k_{fûts}(MN/m)$	$k_{pile} (MN/m)$
P1	6	35.28	356.04	32.1
P2	5	35.28	615.23	33.36
P3	10	35.28	76.9	24.18
P4	9.5	35.28	89.7	25.32
P5	8.5	35.28	125.23	27.53
P6	6	35.28	356.04	32.1
			Σk_{piles}	174.59

- **Raideur de la culée $k_{culée}$:**

La culée étant supposée infiniment rigide, la raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appuis :

$$k_{culé} = nG \frac{ab}{T}$$

La culée comportant 6 appareils d'appuis, sa raideur sera donc:

$$k_{culée} = 6 \times 1.2 \times \frac{0.35 \times 0.35}{0.05} = 17.64 \text{ MN/m}$$

- **Raideur du système $k_{système}$:**

La raideur totale du système est l'assemblage en parallèle des rigidités des piles et des culées, c'est-à-dire :

$$k_{système} = \sum k_{piles} + 2k_{culée} = 174.59 + 2 \times 17.64 = 209.87 \text{ MN/m}$$

XI.3.3- Détermination de la période propre longitudinale du système :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M(t)}{K(kN/m)}} = 2\pi \sqrt{\frac{6541.08}{209.87 \times 10^3}} = 1.11 \text{ s}$$

XI.4- Sens transversal :

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis : Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible).

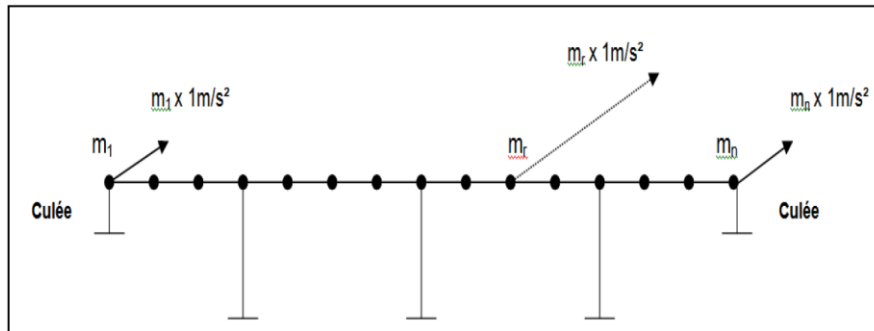


Figure XI. 2 Séisme transversal

Pour calculer la période dans le sens transversal, il faut définir le type de tablier en fonction de sa géométrie selon §5.1.2.2 du RPOA :

$$\begin{cases} \frac{L}{B} \leq 5 & (\text{tablier rigide}) \\ \frac{L}{B} \geq 5 & (\text{tablier flexible}) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur totale de l'ouvrage $L = 283 \text{ m}$.

B : largeur du tablier $B = 12 \text{ m}$.

A.N :

$$\frac{L}{B} = \frac{280}{12} = 23.33 \geq 5 \Rightarrow \text{tablier flexible}$$

L'ouvrage étudié appartient alors au domaine des ponts à tablier flexible.

Pour cela on utilise le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour déterminer la période et les efforts sollicitant les piles.

XI.4.1- Modélisation de l'ouvrage :

On modélise les travées et les piles en s'articulant sur les hypothèses suivantes:

- Les culées sont supposées infiniment rigides ;
- Les piles sont modélisées par des éléments barres ;
- La répartition transversale des efforts sur le chevêtre est faite par des barres transversales ;
- Les appareils d'appui sont des appuis élastiques qui ont une rigidité K calculée précédemment ;
- Les piles sont supposées encastrées dans le sol ;
- La masse du tablier seule participe au séisme.



Figure XI. 3 Modèle numérique de l'ouvrage pour l'analyse spectrale

XI.5- Evaluation des efforts dans la pile :**XI.5.1- Les spectres de réponse élastique :**

Les spectres de réponse sont introduits suivant le §3.2.1 du RPOA (on ne considère que le spectre horizontal dans les deux sens x et y)

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

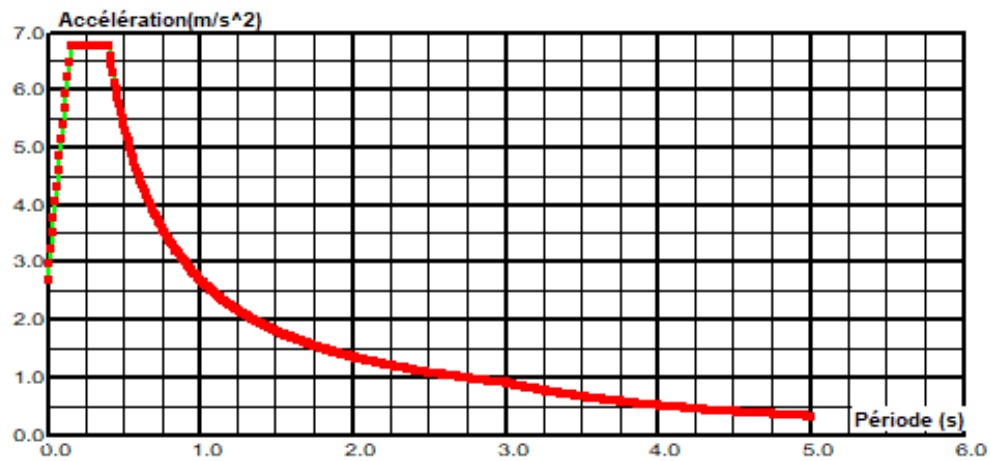


Figure XI. 4 Spectre de réponse élastique horizontal (suivant x et y)

XI.5.2- Combinaisons sismiques :

Les combinaisons des actions sismiques selon le §6.1.6 du RPOA sont les suivantes :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x$$

XI.6- Résultats du calcul numérique :

A partir du modèle numérique et l'introduction d'un spectre de réponse élastique horizontal, on obtient les efforts à la base des fûts. On s'intéresse à la pile la plus élevée de $h = 10\text{ m}$. Les résultats sous les différentes combinaisons sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau XI. 4 Efforts à la base de la pile sous les différentes combinaisons sismiques

Combinaison	N° fûts	$F_x\text{ (KN)}$	$F_y\text{ (KN)}$	$F_z\text{ (KN)}$	$M_x\text{ (KN.m)}$	$M_y\text{ (KN.m)}$
G+E1+0.4T+D	F1	719.3	262.35	4481.43	1013.97	6108.32
	F2	717.13	242.55	3623.78	1145.71	6096.82
	F3	717.81	196.23	4476.93	1201.23	6099.32
	Pile	2154.24	701.13	12582.14	3360.91	18304.46
G+E1min+0.4T+D	F1	701.19	-150.52	3859.67	-805.18	5968.69
	F2	701.97	-197.12	3623.08	-749.37	5970.05
	F3	705.41	-216.71	3855.86	-618.27	5982.02
	Pile	2108.57	-564.35	11338.61	-2172.82	17920.76
G+E2+0.4T+D	F1	185.24	728.54	5184.05	3004.30	1555.96
	F2	180.89	739.74	3624.57	3225.38	1535.14
	F3	177.69	662.47	5178.75	3191.94	1523.78
	Pile	543.82	2130.75	13987.37	9421.62	4614.88
G+E2min+0.4T+D	F1	-290.63	715.26	5164.53	2891.14	-2485.69
	F2	-293.90	726.24	3624.55	3112.86	-2501.63
	F3	-297.66	649.16	5159.25	3078.76	-2515.41
	Pile	-882.19	2090.66	13948.33	9082.76	-7502.73

On note aussi les déplacement maximaux à la culée et les déplacement maximal global :

$$U_{x\text{ culée}} = 7.6\text{ cm}$$

$$U_{x\text{ max}} = 10.1\text{ cm}$$

Ces résultats seront utilisés dans les chapitres suivants dans le dimensionnement de l'infrastructure.



CHAPITRE XII

ETUDE DE LA PILE



XII.1- Introduction :

Le choix de type de pile repose essentiellement sur caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

On choisit pour notre étude la pile la plus élevée, d'une hauteur de $h_{pile} = 10\text{ m}$.

XII.2- Les dimensions de la pile :

a) Le chevêtre :

Le chevêtre est l'élément sur lequel reposent les poutres, il assure ainsi la transmission des charges de la superstructure vers les fûts.

- Longueur $L_{chev} = 12\text{ m}$
- Largeur $l_{chev} = 2.5\text{ m}$
- Hauteur $H_{chev} = 1.7\text{ m}$

b) Les fûts :

Les fûts transmettent les efforts du chevêtre vers la semelle, ils ont une forme cylindrique et sont de diamètre constant. La pile étudiée contient 3 fûts de dimensions suivantes :

- Une hauteur $h_{fût} = 10\text{ m}$
- Un diamètre $\phi_{fût} = 1.5\text{ m}$

c) La semelle :

Son rôle est de transmettre les efforts appliqués par les fûts vers les pieux, elle a les dimensions suivantes :

- Epaisseur $h_{sem} = 2\text{ m}$
- Largeur $l_{sem} = 2.5\text{ m}$
- Longueur $L_{sem} = 12\text{ m}$
- Béton de propreté : 0.1 m

d) Les pieux :

Le rôle des pieux est d'ancrer l'ouvrage dans le bon sol, ils sont soumis aux efforts transmis par la semelle. Ils sont caractérisés par leur diamètre :

- $\phi_{pieux} = 1.2\text{ m}$

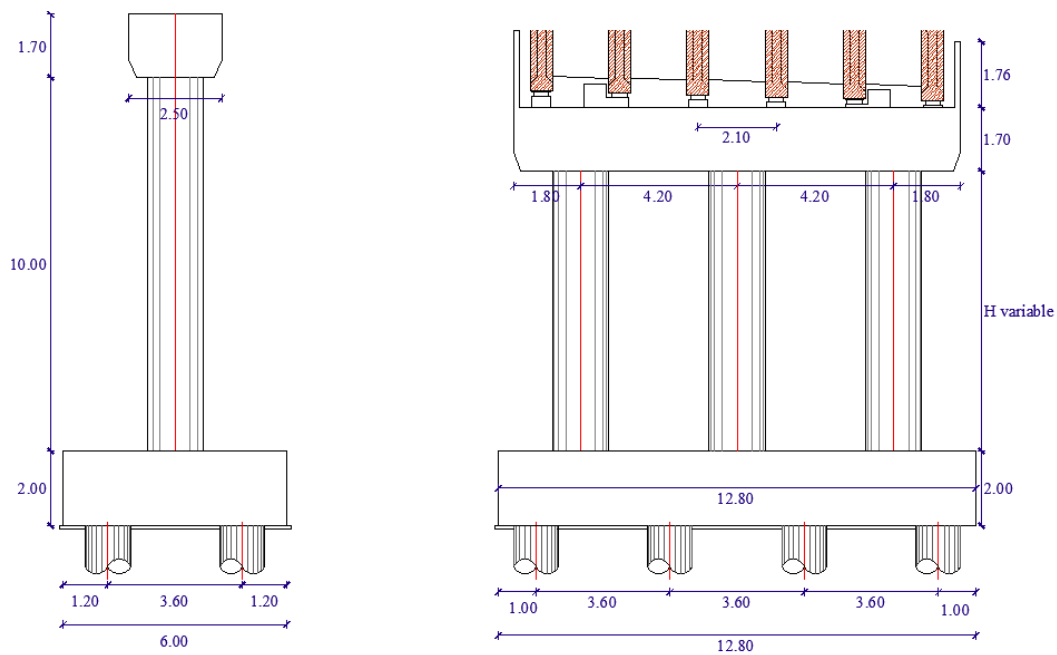


Figure XII. 1 Vue de face et de gauche sur la pile

XII.3- Evaluation des charges :

XII.3.1- Charges verticales :

Les charges sur pile :

Tableau XII. 2 Charges sur pile

Désignation	Charge sur pile (KN)
G	14783.15
A(l)	2289.3
B _c	1610.69
M _{c120}	1138.99
D ₂₄₀	2147.69

Combinaison des charges :

Réaction ELU/ELS :

Tableau XII. 2 Combinaisons des charges sur pile

ELS (KN)		ELU (KN)	
G	14783.15	1.35G	19957.25
G + 1.2Al	17530.31	1.35G + 1.6Al	23620.13
G + 1.2Bc	16715.98	1.35G + 1.6Bc	22534.36
G + Mc120	15922.14	1.35G + 1.35Mc120	21494.89
G + D240	16930.84	1.35G + 1.35D240	207198.86

La combinaison la plus défavorable :

ELS :

$$G + 1.2Al = 17530.31 \text{ KN}$$

ELU :

$$1.35G + 1.6Al = 23620.13 \text{ KN}$$

XII.3.2- Charges horizontales :

Tableau XII. 3 Charge horizontales sur pile

Freinage B_c	360 KN
Freinage $A(l)$	162.99 KN

XII.4- Ferrailage des éléments de la pile :

XII.4.1- Ferrailage du chevêtre :

XII.4.1.1- Evaluation des efforts

L'évaluation des efforts internes du chevêtre se fera par modélisation numérique de ce dernier par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

La modélisation du chevêtre est présentée sur la figure suivante :

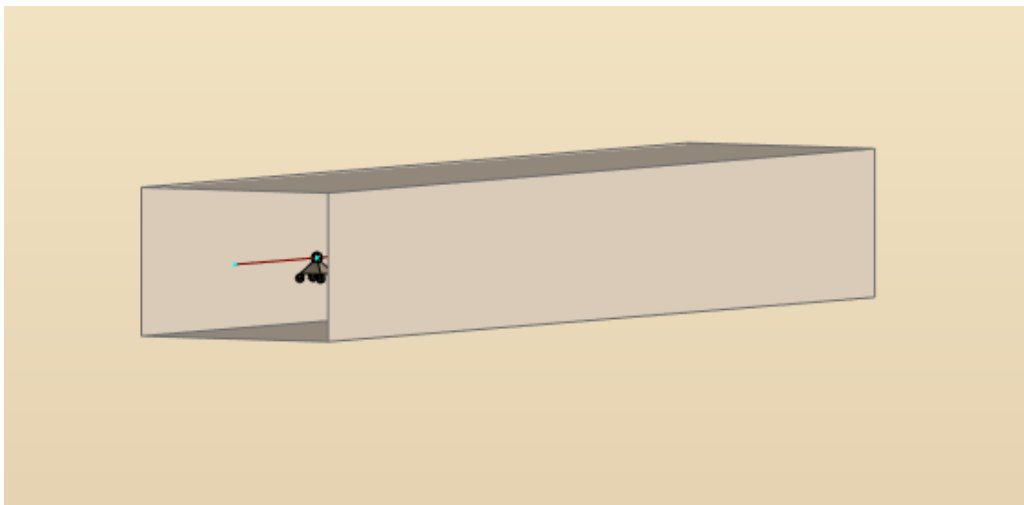


Figure XII. 2 Modèle numérique du chevêtre

Les charges sur le chevêtre sont évaluées en modélisant les différents types de charges appliquées sur le chevêtre :

Charge du tablier :

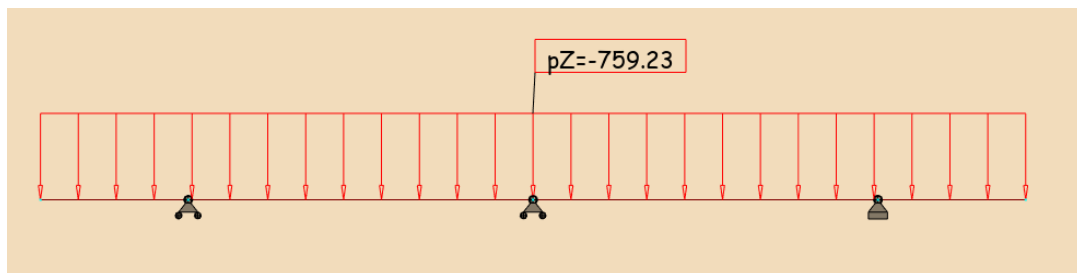


Figure XII. 3 Chevêtre sous charge du tablier

La charge du tablier appliquée sur le chevêtre est évaluée à : $C_{tab/chev} = 759.23 \text{ KN/m}$

Charge du système A(l) :

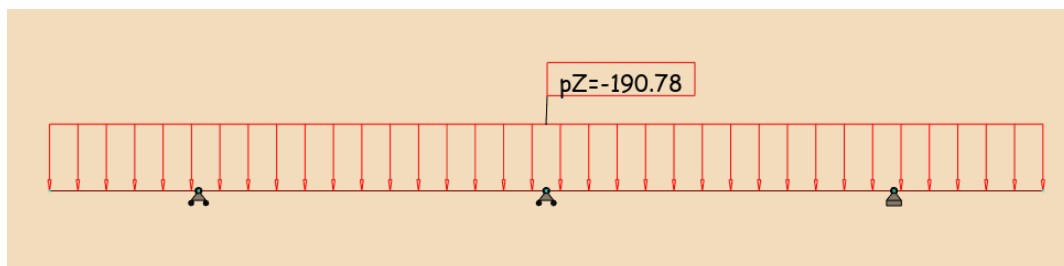


Figure XII. 4 Chevêtre sous surcharge Al

La charge du système A(l) appliquée sur le chevêtre est évaluée à : $C_{Al/chev} = 190.78 \text{ KN/m}$

Charge du système B_c :

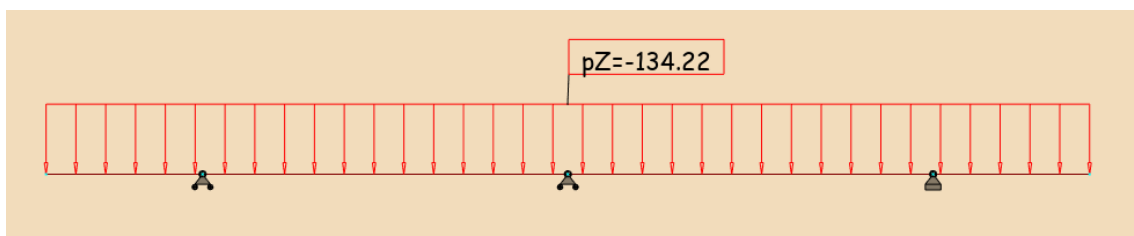


Figure XII. 5 Chevêtre sous surcharge Bc

La charge du système B_c appliquée sur le chevêtre est évaluée à : $C_{Bc/chev} = 134.22 \text{ KN/m}$

Charge du système M_{c120} :

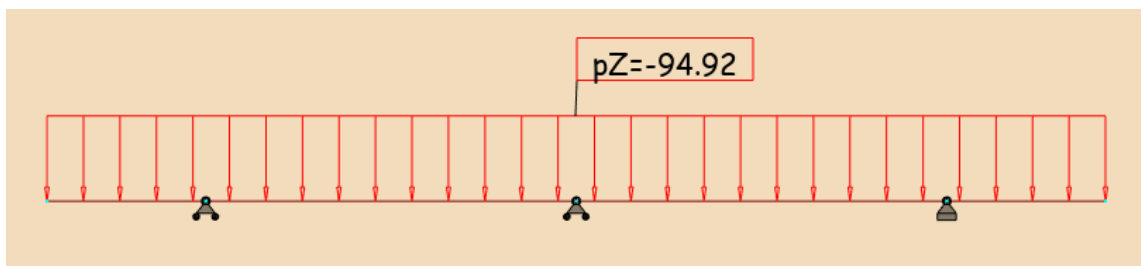


Figure XII. 6 Chevêtre sous surcharge Mc120

La charge du système M_{c120} appliquée sur le chevêtre est évaluée à : $C_{Mc120/chev} = 94.92 \text{ KN/m}$

Charge du système D_{240} :

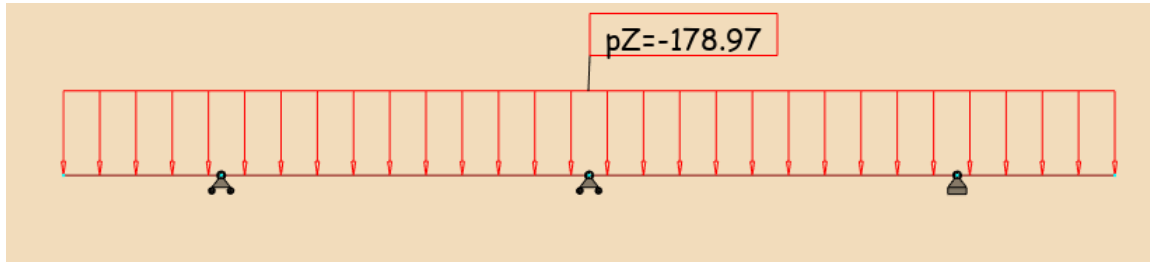


Figure XII. 7 Chevêtre sous surcharge D240

La charge du système D_{240} appliquée sur le chevêtre est évaluée à : $C_{D240/chev} = 178.97 \text{ KN/m}$

Combinaison de charges :

Tableau XII. 4 Combinaisons de charges considérées

ELU	ELS
$1.35G + 1.6Al$	$G + 1.2Al$
$1.35G + 1.6Bc$	$G + 1.2Bc$
$1.35G + 1.35Mc120$	$G + Mc120$
$1.35G + 1.35D240$	$G + D240$

Moments maximaux à prendre en compte pour le ferrailage :

On applique les différents cas de charges pour ainsi obtenir le diagramme des moments :

Les combinaisons qui donnent les moments maximaux sont :

A l'ELU Sous $1.35G+1.6A(I)$:

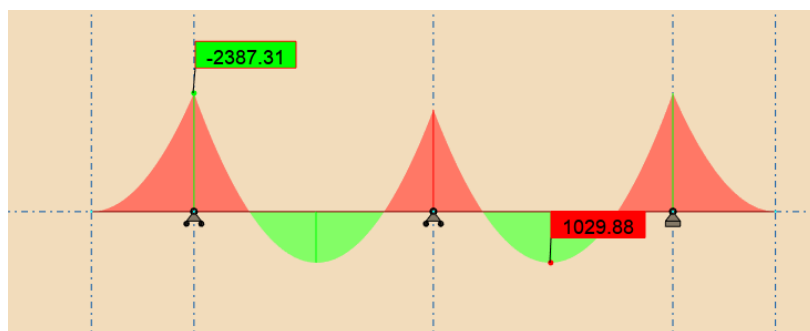


Figure XII. 8 Moment sur le chevêtre sous combinaison $1.35G+1.6A(I)$

Le moment maximal sous cette combinaison est :

Fibre inférieure : $M_{max} = 1029.88 \text{ KN.m}$

Fibre supérieure : $M_{max} = 2387.31 \text{ KN.m}$

A l'ELS Sous $G+1.2A(I)$:

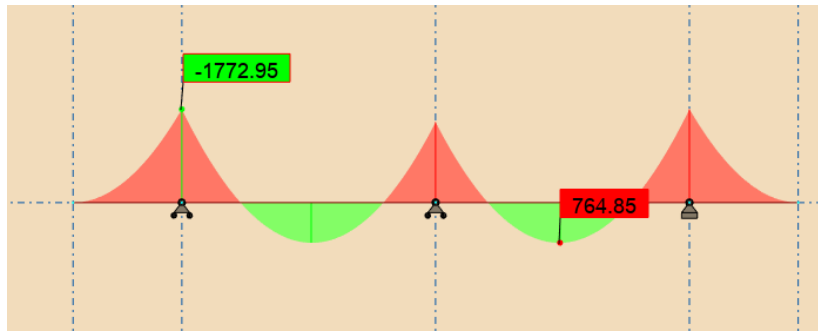


Figure XII. 9 Moment sur le chevetre sous combinaison $G+1.2A(I)$

Le moment maximal sous cette combinaison est :

Fibre inférieure : $M_{max} = 764.85 \text{ KN.m}$

Fibre supérieure : $M_{max} = 1772.95 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants maximaux à prendre en compte pour le ferrailage :

A l'ELU Sous $1.35G+1.6A(I)$:

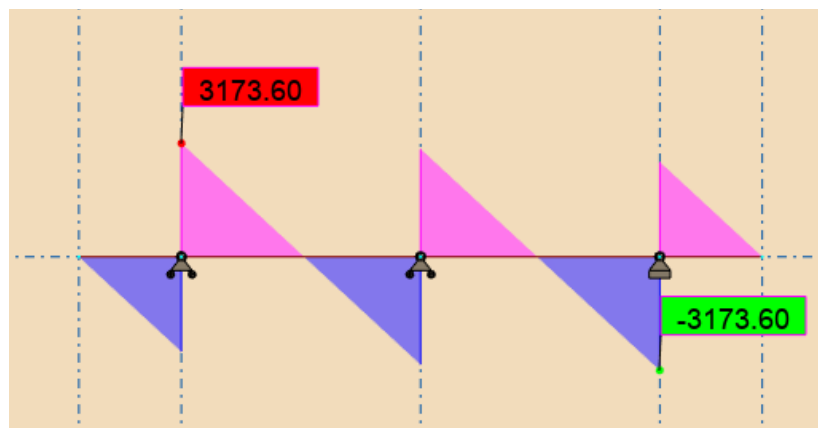


Figure XII. 10 Effort tranchant sur le chevetre sous combinaison $1.35G+1.6A(I)$

L'effort tranchant maximal sous cette combinaison est : $T_{max} = 3173.6 \text{ KN}$

A l'ELS Sous $G+1.2A(I)$:

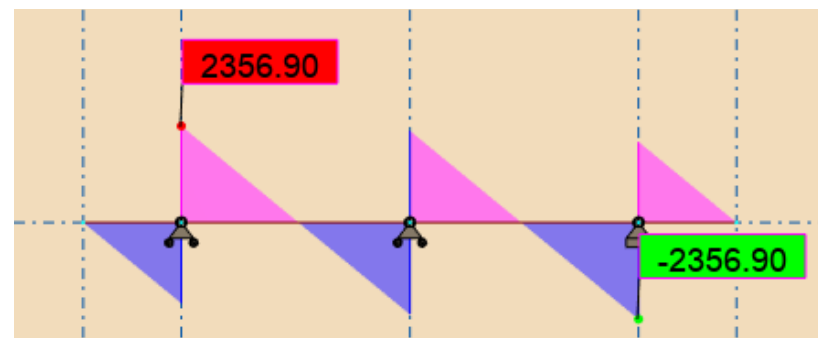


Figure XII. 11 Effort tranchant sur le chevetre sous combinaison $G+1.2A(I)$

L'effort tranchant maximal sous cette combinaison est : $T_{max} = 2356.9 \text{ KN}$

Les efforts internes maximaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XII. 5 Moment et effort tranchant maximaux sur le chevêtre

$M_{max} \text{ (KN.m)}$	ELU		ELS	
	M_{app}	$M_{travées}$	M_{app}	$M_{travées}$
	2387.31	1029.88	1772.95	764.85
$T_{max} \text{ (KN)}$	3173.6		2356.9	

XII.4.1.2- Ferrailage à la flexion

a) Sur appuis : $M_{max} = 1772.95 \text{ KN.m}$

$$A_s = 45.5 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage minimal qui vérifie la condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times bd$$

Avec :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 1.7 = 1.53 \text{ m}$$

A.N :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times bd = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 2.5 \times 0.9 \times 10^4 = 42.22 \text{ cm}^2$$

Puisque : $A_s = 45.5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 42.22 \text{ cm}^2$ le choix de la section se fait suivant A_s .

On prend 10HA25 = 49.09 cm^2 avec un espacement de 25 cm

b) En travée : $M_{max} = 764.85 \text{ KN.m}$

$$A_s = 41.3 \text{ cm}^2$$

Puisque : $A_s = 41.3 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 42.2 \text{ cm}^2$ le choix de la section se fait suivant A_{min} .

On prend 10HA25 = 49.09 cm^2 avec un espacement de 25 cm.

- Armatures transversales : Guide SETRA PP73**

Les armatures transversales sont imposées par la condition de contrainte tangentielle:

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.1736}{2.5 \times 1.53} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{30}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas courant)}$$

$$\tau_u = 0.83 \leq \tau_{adm} = 3 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On calcule donc la section des armatures transversales par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \gamma_s b \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \gamma_s b S_t$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du cadre $\alpha = 90^\circ$;

$K = 1$: pas de reprise de bétonnage

$b = 2.5 \text{ m}$

$\gamma_s = 1.15$ (combinaison fondamentale)

On dispose de cadres droits espacés de $S_t = 20 \text{ cm}$ pour ainsi obtenir la section :

$$A_t \geq \frac{(0.83 - 0.3 \times 2.24)}{0.9 \times 500} \times 1.15 \times 2.5 \times 0.2 \times 10^4 = 2.02 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures minimales :

$$A_{min} \geq \frac{0.4}{f_e} \times b \times S_t = \frac{0.4}{500} \times 2.5 \times 0.2 \times 10^4 = 4 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures se fera suite au calcul de la section transversale reprenant la torsion.

XII.4.1.3- Ferrailage à la torsion :

L'excentricité des appareils d'appui par rapport au plan de symétrie du chevet produit un moment de torsion lorsqu'une seule travée est chargée.

Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion, L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55 \text{ m}$.

a) Calcul du moment de torsion :

En phase de construction: on considère le cas le plus défavorable en phase de construction où les poutres d'une seule travée reposent sur le chevet. Le moment de torsion est donné par :

$$C_G = P_G \times e$$

Avec :

P_G : réaction du tablier due au poids propre des poutres par mètre;

e : bras de levier de torsion $e = 0.55 \text{ m}$.

La réaction du tablier est calculé comme suit :

$$P_g = \frac{P_{poutre} \times n_{poutre}}{2 \times l_{tablier}} = \frac{816.34 \times 6}{2 \times 12} = 204.08 \text{ KN/ml}$$

Donc : $C_G = 204.08 \times 0.55 = 112.24 \text{ KN.m/ml}$

En phase de service : la réaction maximale est donnée par le convoi D_{240} :

$$R_{D240} = 1858.46 \text{ KN}$$

Le moment de torsion est alors : $C_{D240} = P_{D240} \times e$

Avec :

$$P_{D240} = \frac{R_{D240}}{l_{tablier}} = \frac{1858.46}{12} = 154.87 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow C_{D240} = 154.87 \times 0.55 = 85.18 \text{ KN.m/ml}$$

Moment de torsion maximal :

Le cas le plus défavorable, à l'ELU est donc :

$$C_{max} = 1.35 \times \max(C_G ; C_{D240}) = 1.35 \times \max(204.08 ; 85.18)$$

$$\Rightarrow C_{max} = 151.52 \text{ KN.m/ml}$$

b) Calcul du ferrailage nécessaire pour reprendre la torsion :

- **Contrainte tangentielle due à la torsion :**

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considèrera une section en forme de rectangle ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur l_t est limitée, dans le cas d'un chevêtre large, à la somme du diamètre des fûts et de la hauteur du chevêtre (rectangle hachuré).

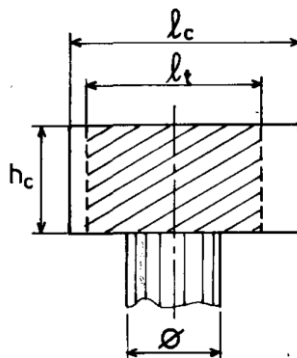


Figure XII. 12 Notation du calcul à la torsion

Avec les notations du schéma, on prendra suivant le cas une des deux valeurs ci-après :

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

Dans notre cas, on a : $l_c = 2.5 \text{ m}$; $\phi = 1.5 \text{ m}$; $h_c = 1.7 \text{ m}$

$$l_c = 2.5 \text{ m} \leq \phi + h_c = 3.2 \text{ m} \Rightarrow l_t = l_c = 2.5 \text{ m}$$

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

Avec :

b_n : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente $b_n = \frac{h_c}{6} = \frac{1.7}{6} = 0.283 \text{ m}$;

C : moment de torsion maximal par mètre $C = 151.52 \text{ KN.m/ml}$;

Ω : aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois (partie hachurée sur la figure suivante)

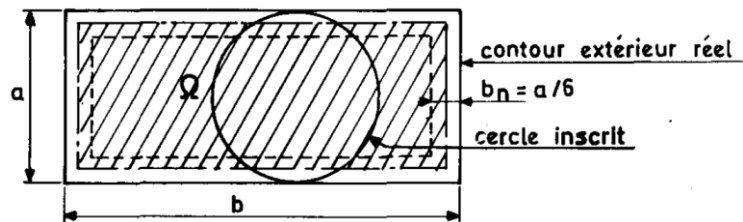


Figure XII. 13 Cercle inscrit participant à la torsion

Avec les notations du schéma précédent, les valeurs de a et b considérées sont :

$$\begin{cases} a = h_c \\ b = l_t \end{cases}$$

On aura donc :

$$\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.7 - 0.283) \times (2.5 - 0.283) = 3.14 \text{ m}^2$$

- Armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{C \times U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.152 \times 7.83}{2 \times 3.14 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^4 = 3.94 \text{ cm}^2$$

Avec U périmètre du contour :

$$U = (2 \times h_c - b_n) + (2 \times l_t - b_n) = (2 \times 1.7 - 0.283) + (2 \times 2.5 - 0.283) = 7.83 \text{ m}$$

On prend $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm .

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{C \times S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.152 \times 0.2}{2 \times 3.14 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^4 = 0.11 \text{ cm}^2$$

L'espacement S_t étant précédemment choisi $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'ensemble des armatures transversale sera donc celles calculées à la flexion et celles calculées à la torsion :

$$A_t = A_{t \text{ flexion}} + A_{t \text{ torsion}} = 4 + 0.11 = 4.11 \text{ cm}^2$$

On prend 2 cadres HA12 = 4.52 cm^2 .

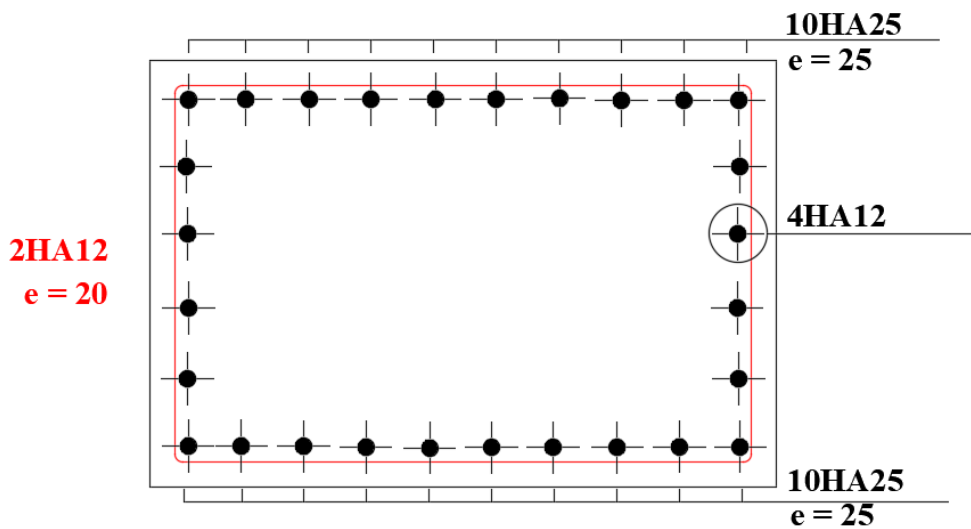


Figure XII. 14 Ferrailage du chevêtre

- **Justification du béton :**

La section des armatures transversales doit être suffisante à reprendre le cisaillement d'effort tranchant avec et le cisaillement de torsion :

$$\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2 \leq \tau_{\text{adm}}^2$$

On a: $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_v^2 = 0.085^2 + 0.83^2 = 0.8$

Et : $\tau_{\text{adm}}^2 = 3^2 = 9$

Donc :

$$\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2 = 0.8 \leq \tau_{\text{adm}}^2 = 9 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

XII.4.2- Ferrailage des fûts :

Les fûts sont considérés encastres à la base (par la semelle sur pieux profonds) et libres au sommet.

On rappelle les caractéristiques choisies des fûts :

- Hauteur du fût : $h_{fut} = 10 \text{ m}$;
- Nombre de fûts : $n = 3$;
- Diamètre de fût : $\phi_{fut} = 1.5 \text{ m}$.

XII.4.2.1- Evaluation des efforts sur les fûts:

Des sollicitations sur pile sont produites sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation.

On résume ces sollicitations sous forme de forces horizontales, verticales et de moments.

• Forces verticales :

On calcul en premier lieu les efforts dus aux poids propre sur pile :

$$\text{Fûts : } G_{3futs} = 3 \times H_{fut} \times \frac{D^2 \times \pi}{4} \times \rho_b = 3 \times 10 \times \frac{1.5^2 \times \pi}{4} \times 25 = 1325.36 \text{ KN}$$

$$\text{Chevêtre : } G_{chev} = L \times l \times H_{chev} \times \rho_b = 12 \times 2.5 \times 1.7 \times 25 = 1275 \text{ KN}$$

$$\text{Tablier : } G_{Tablier} = 233.61 \times 40 = 9110.8 \text{ KN}$$

Le poids propre sur pile est donc :

$$G_{sur \text{ pile}} = G_{Tablier} + G_{chev} + G_{3futs} = 1325.36 + 1275 + 9110.8 = 11711.16 \text{ KN}$$

• Forces horizontales :

Retrait et fluage :

$$H_{f+r} = n \frac{U_{r+f} \times G \times a \times b}{T} = 6 \times \frac{0.0199 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35}{0.05} \times 10^3 = 263.27 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } U_{r+f} = \Delta_r + \Delta_{flu} = 3.9 \times 10^{-3} + 0.016 = 0.0199 \text{ m}$$

Freinage A(l) :

La force de freinage pour 3 voies chargées étant : $FA = 162.99 \text{ KN}$

L'effet sur pile sera : $H_{FA(l)} = 162.99/2 = 81.5 \text{ KN}$

Freinage B_c :

La force de freinage sous camions types B_c étant : $FB_c = B_c \times bc = 300 \times 1.2 = 360 \text{ KN}$

L'effet sur pile sera : $H_{FB_c} = 360/2 = 180 \text{ KN}$

XII.4.2.2- Evaluation des efforts sur un seul fût :

On considère une répartition égale des efforts repris par chacun des fûts, tous les efforts seront ainsi divisés par 3 pour obtenir les sollicitations sur un fût :

- **Efforts statiques :**

Tableau XII. 6 Efforts statiques sur la pile

	Force verticale N (KN)	Force horizontale H (KN)	Bras de levier y (m)	Moment à la base M_y (KN.m)
$G_{tablier}$	3036.93	/	/	/
$G_{chevetre}$	425	/	/	/
$G_{fût}$	441.78	/	/	/
G	3903.71	/	/	/
AL	763.1	/	/	/
B_c	536.89	/	/	/
M_{c120}	379.66	/	/	/
D_{240}	715.89	/	/	/
H_{f+r}	/	87.75	11.7	1026.67
H_t	/	33.07	11.7	386.92
Freinage AL	/	27.16	11.7	317.77
Freinage B_c	/	60	11.7	702

- **Combinaisons d'actions sur le fût :**

ELS :

Tableau XII. 7 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_y (KN.m)
G+0.6T+D	3903.71	107.59	1258.8
G+1.2Al+0.6T+D	4819.43	140.18	1640.1
G+1.2B _c +0.6+D	4547.98	179.59	2101.2
G+M _{c120} +0.6T+D	4283.37	107.59	1258.8
G+D ₂₄₀ +0.6T+D	4619.6	107.59	1258.8

On s'intéresse à la combinaison G+1.2B_c+0.6+D qui donne le moment maximal et ses efforts correspondants :

$$ELS \begin{cases} M_{ymax} = 2101.2 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 4547.98 \text{ KN.m} \\ H_{corr} = 179.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU :

Tableau XII. 8 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELU

	$N (KN)$	$H (KN)$	$M_y (KN.m)$
1.35G+0.9T+D	5270.01	117.52	1374.98
1.35G+1.6Al+0.9T+D	5313.46	160.97	1883.35
1.35G+1.6B _C +0.9T+D	5366.01	213.52	2498.18
1.35G+1.35M _{C120} +0.9T+D	5782.55	117.52	1374.98
1.35G+1.35D ₂₄₀ +0.9T+D	6236.46	117.52	1374.98

On s'intéresse à la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T+D qui donne le moment maximal et ses efforts correspondants :

$$ELU \begin{cases} M_{y_{max}} = 2498.18 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 5366.01 \text{ KN.m} \\ H_{corr} = 213.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELA :

Tableau XII. 9 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELA

	$F_x (KN)$	$F_y (KN)$	$F_z (KN)$	$M_x (KN.m)$	$M_y (KN.m)$
G+E1+0.4T+D	719.30	262.35	4481.43	1013.97	6108.32
G+E1 _{min} +0.4T+D	705.41	-216.71	3855.86	-618.27	5982.02
G+E2+0.4T+D	180.89	739.74	3624.57	3225.38	1535.14
G+E2 _{min} +0.4T+D	-293.90	726.24	3624.55	3112.86	-2501.63

On s'intéresse aux deux combinaisons :

G+E1+0.4T+D qui donne le moment maximal et ses efforts correspondants ;

G+E2+0.4T+D qui donne l'effort horizontal maximal.

XII.4.2.3- Calcul du ferrailage du fût :

Les sections d'armatures sont calculées pour chaque cas de combinaison en flexion déviée avec ROBOT EXPERT :

Tableau XII. 10 Ferrailage du fût

Armatures	Efforts	ELS	ELU	ELA	$A_s (cm^2)$	$\emptyset (mm)$	$e (cm)$
Longitudinales	$F_z (KN)$	4547.98	5366.01	4481.43	176.7	36HA25	12.5
	$M_y (KN.m)$	2101.2	2498.18	6108.32			
	$M_x (KN.m)$	0	0	1013.97			
Transversales	$F_x (KN)$	179.59	213.52	180.89	4.02	HA16	12.5/25
	$F_y (KN)$	0	0	739.74			
	$F_z (KN)$	4547.98	5366.01	3624.57			

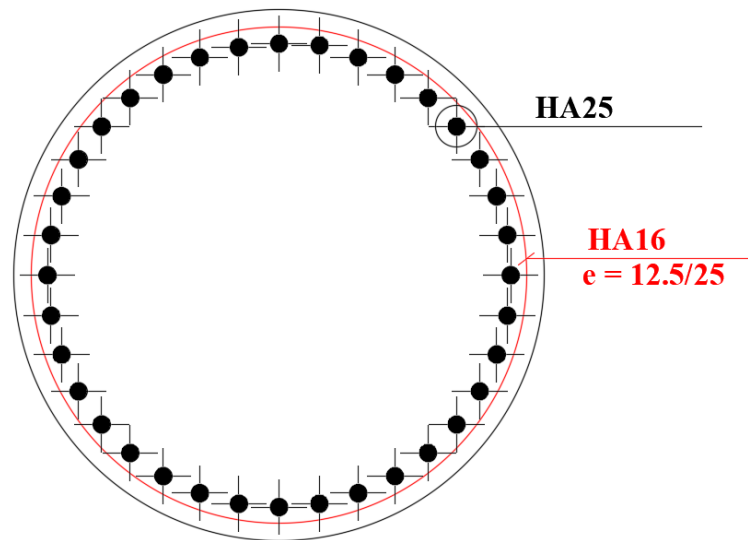


Figure XII. 15 Ferrailage des fûts

XII.5- Etude des fondations :

Suivant les recommandations du rapport géotechnique, on opte pour une fondation sur pieux profonds. Ces dernières permettent de transmettre les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent vers les couches profondes du sol qui se caractérisent par une meilleure capacité portante que les couches superficielles.

La profondeur choisie sera de 11 m pour une capacité portante $Q_p = 3500 \text{ KN}$ et des pieux de diamètre $\phi_{pieux} = 1.2 \text{ m}$.

XII.5.1- Etude de la semelle :

XII.5.1.1- Caractéristiques de la semelle :

Tableau XII. 11 Dimensions de la semelle

	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
Semelle	12.8	6	2

XII.5.1.2- Evaluation des efforts :

En plus des efforts précédemment calculés, le poids de la semelle s'ajoute aux efforts dus au poids propre :

$$G_{semelle} = L \times l \times H \times \rho_b = 12.8 \times 6 \times 2 \times 25 = 3840 \text{ KN}$$

Le tableau suivant récapitule les efforts agissants sur la semelle :

Tableau XII. 12 Efforts statiques sur la semelle

	Force verticale N (KN)	Force horizontale H (KN)	Bras de levier y (m)	Moment à la base M_y (KN.m)
$G_{semelle}$	3840	/	/	/
$G_{tablier}$	9110.8	/	/	/
$G_{chevetre}$	1275	/	/	/
$G_{3fût}$	1325.36	/	/	/
G	15551.16	/	/	/
Al	2289.3	/	/	/
B_c	1610.69	/	/	/
M_{c120}	1138.99	/	/	/
D_{240}	2147.69	/	/	/
H_{f+r}	/	263.27	13.7	3606.79
H_t	/	99.22	13.7	1359.31
Freinage AL	/	81.5	13.7	1116.55
Freinage B _C	/	180	13.7	2466

XII.5.1.3- Combinaisons d'actions :

ELS :

Tableau XII. 13 Combinaisons d'actions sur la semelle à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_y (KN.m)
G+0.6T+D	15551.16	322.8	4422.38
G+1.2Al+0.6T+D	18298.32	420.6	6208.86
G+1.2B _c +0.6+D	17483.98	538.8	8367.98
G+M _{C120} +0.6T+D	16690.15	322.8	4422.38
G+D ₂₄₀ +0.6T+D	17698.85	322.8	4422.38

On s'intéresse à la combinaison G+1.2B_c+0.6+D qui donne le moment maximal et ses efforts correspondants :

$$ELS \begin{cases} M_{y_{max}} = 8367.98 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 17483.98 \text{ KN.m} \\ H_{corr} = 538.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU :

Tableau XII. 14 Combinaisons d'actions sur la semelle à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	M_y (KN.m)
1.35G+0.9T+D	20994.07	444.71	6092.55
1.35G+1.6Al+0.9T+D	24656.95	575.11	7879.09
1.35G+1.6B _C +0.9T+D	23571.17	732.71	10038.15
1.35G+1.35M _{C120} +0.9T+D	22133.06	444.71	6092.55
1.35G+1.35D ₂₄₀ +0.9T+D	23141.76	444.71	6092.55

On s'intéresse à la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T+D qui donne le moment maximal et ses efforts correspondants :

$$ELU \begin{cases} M_{ymax} = 10038.15 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 23571.17 \text{ KN.m} \\ H_{corr} = 732.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELA :

Les efforts en cas sismiques obtenus après calcul numérique sont à la base des fûts :

Tableau XII. 15 Combinaisons d'actions à la base des fûts à l'ELA

	$F_x \text{ (KN)}$	$F_y \text{ (KN)}$	$F_z \text{ (KN)}$	$M_y \text{ (KN.m)}$	$M_x \text{ (KN.m)}$
G+E1+0.4T+D	2154.24	701.13	12582.14	18304.46	3360.91
G+E2+0.4T+D	543.82	2130.75	13987.37	4614.88	9421.62

Pour évaluer les efforts à la base de la semelle, on ajoute les effets de poids, d'inertie et de distance engendrés par la semelle en suivant les transformations suivantes : (l'indice fût signifie que l'effort est à la base du fût)

- **Effort normal** : on ajoute le poids propre de la semelle à l'effort normal :

$$N = F_z \text{ fût} + G_{\text{semelle}}$$

- **Moment fléchissant** : on ajoute les moments engendrés par les forces horizontales sur un bras de levier égal à la hauteur de la semelle :

$$M'_x = M_x \text{ fût} + F_y \times h_{\text{semelle}}$$

$$M'_y = M_y \text{ fût} + F_x \times h_{\text{semelle}}$$

- **Inertie** : l'accélération de la masse de la semelle engendre une force horizontale égale à :

$$F_{H \text{ semelle}} = G_{\text{semelle}} \times k_h$$

Avec k_h coefficient sismique horizontal $k_h = A = 0.25$.

On obtient donc : $F_{H \text{ semelle}} = 3840 \times 0.25 = 960 \text{ KN}$.

Puisque le point d'application de cette inertie est à mi-hauteur de la semelle et peut se développer dans les deux sens, elle engendre les moments suivants :

$$M_{x \text{ inertie}} = M_{y \text{ inertie}} = F_H \times \frac{h_{\text{semelle}}}{2} = 960 \times 1 = 960 \text{ KN.m}$$

- **Combinaison des effets sismiques** : puisque l'inertie de la semelle peut se développer dans les deux directions horizontales, on combine son moment quadratiquement dans les deux sens :

$$M_x = \sqrt{M'^2_x + M^2_{y \text{ inertie}}}$$

$$M_y = \sqrt{M'^2_y + M^2_{x \text{ inertie}}}$$

Tableau XII. 16 Combinaisons d'actions à la base de la semelle à l'ELA

	$F_x \text{ (KN)}$	$F_y \text{ (KN)}$	$F_z \text{ (KN)}$	$M_y \text{ (KN.m)}$	$M_x \text{ (KN.m)}$
G+E1+0.4T+D	2154.24	701.13	16422,14	22633,31	4858,95
G+E2+0.4T+D	543.82	2130.75	17827,37	5782,76	13716,75

La première combinaison nous donne le moment le plus important :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 4858.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 22633.31 \text{ KN.m} \\ F_z = 16422.14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

XII.5.2- Etudes des pieux :

XII.5.2.1- Choix du nombre de pieux :

La conception des pieux prend en compte leur nombre, leur diamètre, les dimensions de la semelle. L'entraxe des pieux est en général de $3\phi_{\text{pieux}}$ car un espacement plus faible peut présenter des inconvénients en phase d'exécution et influe sur le comportement mécaniques des fondations.

Le nombre de pieux dépend de la capacité portante et de l'effort normal total sur la fondation, et peut être estimé par :

$$n_{\min} = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

$n_{\min}$: nombre minimal des pieux ;

$N_{\max}$: l'effort maximal à l'ELS (poids de semelle inclus) ;

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS $Q_p = 4500 \text{ KN}$ pour une profondeur de 13 m ;

A.N :

$$n_{\min} = \frac{17484}{4500} = 4 \text{ pieux}$$

On prévoit une conception sur 8 pieux en prenant compte des moments importants à la base de la semelle calculés précédemment.

XII.5.2.2- Evaluations des efforts :

a) Moment fléchissant :

Le pieu est considéré soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode de Werner, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

Cette permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différent point par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{M}$: moment en tête du pieu ;

$\bar{P}$: effort horizontal en tête du pieu $\bar{P} = H/n$;

λ : coefficient d'amortissement du module de Werner définit ci-dessous ;

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: paramètres tirés des abaques de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

Coefficient d'amortissement λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

b : Diamètre du pieu $b = 1.2 \text{ m}$;

C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$ (cas le plus défavorable) ;

E : module d'élasticité du béton $E = 34179.56 \text{ MPa}$;

I : moment d'inertie du pieu $I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 1.2^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$.

A.N :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 30}{4 \times 34179.56 \times 0.102}} = 0.225$$

$$\Rightarrow \lambda \times L = 0.225 \times 15 = 3.375$$

Le tableau suivant recense les valeurs de $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \times L$ tirées du l'abaque de Werner :

Tableau XII. 17 Valeurs des paramètres de Werner

$\lambda \times L$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation linéaire, on cherche les valeurs correspondantes à $\lambda \times L = 3.375$:

$$\chi_{\theta P} = (3.375 - 3) \times \frac{(1.26 - 1.16)}{(4 - 3)} + 1.16 = \mathbf{1.197}$$

$$\chi_{\theta M} = (3.375 - 3) \times \frac{(1.54 - 1.48)}{(4 - 3)} + 1.48 = \mathbf{1.502}$$

Le moment $\bar{M}$ sera donc :

$$\bar{M} = -\frac{1.197}{1.502} \times \frac{\bar{P}}{0.225} = -3.542 \times \bar{P}$$

Le tableau suivant recense les valeurs du moment en tête de pieu pour les différentes combinaisons d'action :

Tableau XII. 18 Valeurs du moment en tête de pieu

		H (KN)		$\bar{P}$ (KN)		$\bar{M}$ (KN.m)	
ELS		538.8		67.35		-238.55	
ELU		732.71		91.59		-324.41	
		F_x (KN)	F_y (KN)	$\bar{P}_x$ (KN)	$\bar{P}_y$ (KN)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)
E L A	G+E1+0.4T+D	2234.4	701.13	279.3	87.64	-989.26	-310.42
	G+Emin+0.4T+D	2108.6	-554.35	263.57	-69.29		
	G+E2+0.4T+D	543.83	2130.75	67.98	266.34		
	G+E2min+0.4T+D	-882.19	2090.66	-110.27	261.33		

b) Réaction revenant à chaque pieux :

Dû à l'effet du moment, la réaction des pieux est différente en fonction de la file, est a comme valeur :

$$R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

$$R_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

Avec :

R_{max} et R_{min} : réaction maximal et minimal dans un pieu ;

x : distance entre l'axe du pieu et l'axe de la semelle. $x = 1.8$ m ;

M_y : moment sollicitant maximal total à la base de la semelle ;

N : effort normal correspondant ;

n : nombre de pieux.

On aura donc pour chaque file :

$$R_{max} = \frac{N}{8} + \left(\frac{M_y \times 1.8}{8 \times 1.8^2} \right)$$

$$R_{min} = \frac{N}{8} - \left(\frac{M_y \times 1.8}{8 \times 1.8^2} \right)$$

Le tableau suivant recense les résultat de calcul pour chaque combinaison :

ELS :

Tableau XII. 19 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS

			1ère file	2ème file
	N (KN)	M_y (KN.m)	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)
G+0.6T+D	15551.16	4422.38	1636.78	2251
G+1.2AL+0.6T+D	18298.32	6208.86	1856.12	2718.46
G+1.2BC+0.6+D	17483.98	8367.98	1604.38	2766.61
G+MC120+0.6T+D	16690.15	4422.38	1779.16	2393.38
G+D240+0.6T+D	17698.85	4422.38	1905.25	2519.47

ELU :

Tableau XII. 20 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU

			1ère file	2ème file
	N (KN)	M_y (KN.m)	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)
1.35G+0.9T+D	20994.07	6092.55	2201.16	3047.35
1.35G+1.6AL+0.9T+D	24656.95	7879.09	2534.96	3629.28
1.35G+1.6BC+0.9T+D	23571.17	10038.15	2249.3	3643.49
1.35G+1.35MC120+0.9T+D	22133.06	6092.55	2243.23	3189.73
1.35G+1.35D240+0.9T+D	23141.76	6092.55	2469.63	3315.81

ELA :

Tableau XII. 21 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA

			1ère file	2ème file
	N (KN)	M_y (KN.m)	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)
G+E1+0.4T+D	16422,14	22633,31	481	3624,53
G+E2+0.4T+D	17827,37	5782,76	1826,84	2630

Les réactions revenant aux pieux sont inférieure à la capacité portante $Q_p = 4500$ et sont ainsi vérifiés.

XII.5.3- Calcul du ferrailage :

XII.5.3.1- Calcul du ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

La méthode des bielles, due à Pierre Lebel, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone. D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le poteau ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrés par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

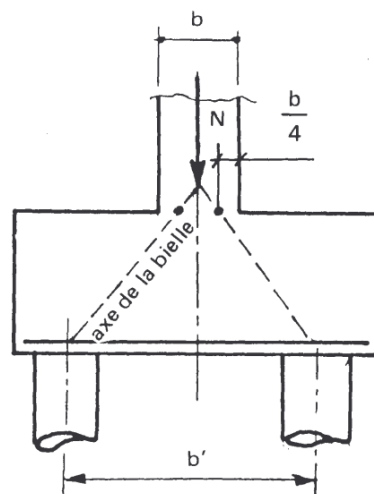


Figure XII. 16 Représentation de la méthode des bielles

La condition à vérifier pour la validité de la méthode est la suivante :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 0.5 \left(L - \frac{b}{2} \right) \leq h \leq 0.7 \left(L - \frac{b}{2} \right) \end{cases} \quad DTR(BC - 2.33.2)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{d}{\left(L - \frac{b}{2} \right)} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.5}{4}} \\ \Rightarrow \alpha &= \text{atan} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = \text{atan} \left(\frac{1.9}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.5}{4}} \right) = \text{atan}(1.33) \\ \alpha &= 53.06^\circ \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} h &= H_{\text{semelle}} - 0.1 = 1.9 \text{ m} \\ L - \frac{b}{2} &= 3.6 - \frac{1.5}{2} = 2.85 \text{ m} \end{aligned}$$

Alors :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha = 53.06^\circ \leq 55^\circ \\ 1.425 \leq h = 1.9 \leq 1.995 \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a) Armatures transversales inférieures :

$$A_{si} = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{N_{max} \times 10^{-3}}{\sigma_s} \times 0.75 \times 10^4$$

Les paramètres γ_s et σ_s dépendent du cas de combinaison d'actions :

Tableau XII. 22 γ_s et σ_s en fonction de l'état limite

Combinaison	γ_s	σ_s (MPa)
ELS	1.15	333.33
ELU	1.5	434.78
ELA	1	500

On obtient alors les sections d'armatures pour les différentes combinaisons :

Tableau XII. 23 Section d'armatures inférieures de la semelle

Combinaison	N_{max} (KN)	A_{si} (cm ²)
ELS	2766.61	62.25
ELU	3643.49	62.85
ELA	3624,53	41.06

Elles jouent le rôle de répartition des efforts entre la semelle et les pieux de fondation et sont réparties sur une bande de longueur $H_{semelle} + \phi_{pieux} = 2 + 1.2 = 3.2$ m.

$$\Rightarrow A_i = \frac{62.85}{3.2} = 19.64 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA20 (21.99 cm²) avec $S_t = 15$ cm.

b) Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{i \text{ inf}} \geq \frac{A_i}{3} = \frac{19.64}{3} = 6.55 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA12 (7.92 cm²) avec $S_t = 15$ cm.

c) Armatures de construction :

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{i \text{ sup}} \geq \frac{A_i}{3} = \frac{19.64}{3} = 6.55 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA12 (7.92 cm²) avec $S_t = 15$ cm.

Armatures transversales supérieures :

$$A_{lisup} \geq \frac{A_i}{4} = \frac{19.64}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12 (7.92 cm^2) avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures latérales:

$$A_{lisup} \geq \frac{A_i}{4} = \frac{19.64}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12 (7.92 cm^2) avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

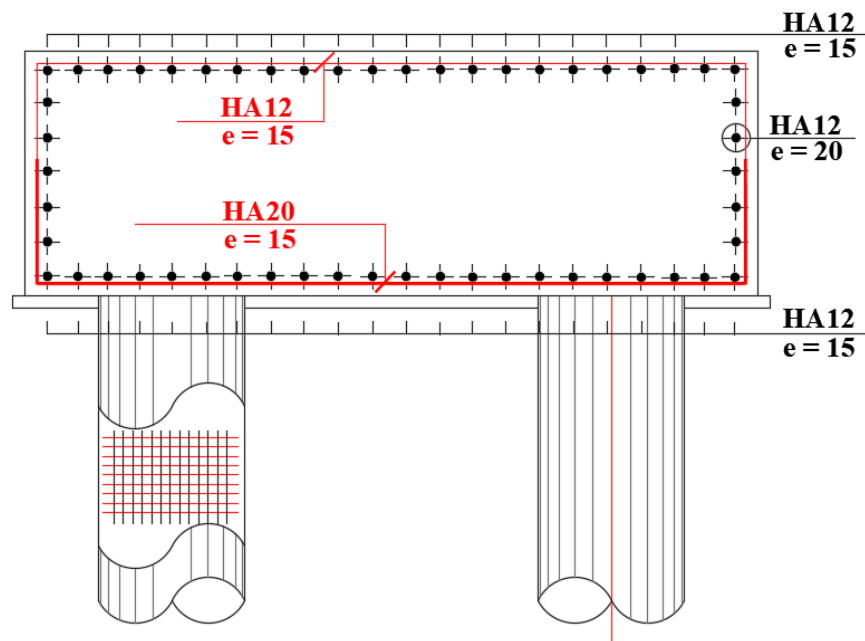


Figure XII. 17 Ferrailage de la semelle

XII.5.3.2- Calcul du ferrailage des pieux :

- **Armatures longitudinales :**

Le pieu est calculé en flexion composé par le logiciel Robot Expert pour les différentes combinaison d'actions :

Tableau XII. 24 Section d'armatures inférieures de la semelle

	M_{max} (KN.m)		N_{corr} (KN)	A_s (cm^2)	Choix du ferrailage
ELS	238.55		2766.61	176.7	$22HA32 = 176.93 \text{ cm}^2$
ELU	324.41		3643.49		
ELA	989.26	310.42	2960.6		

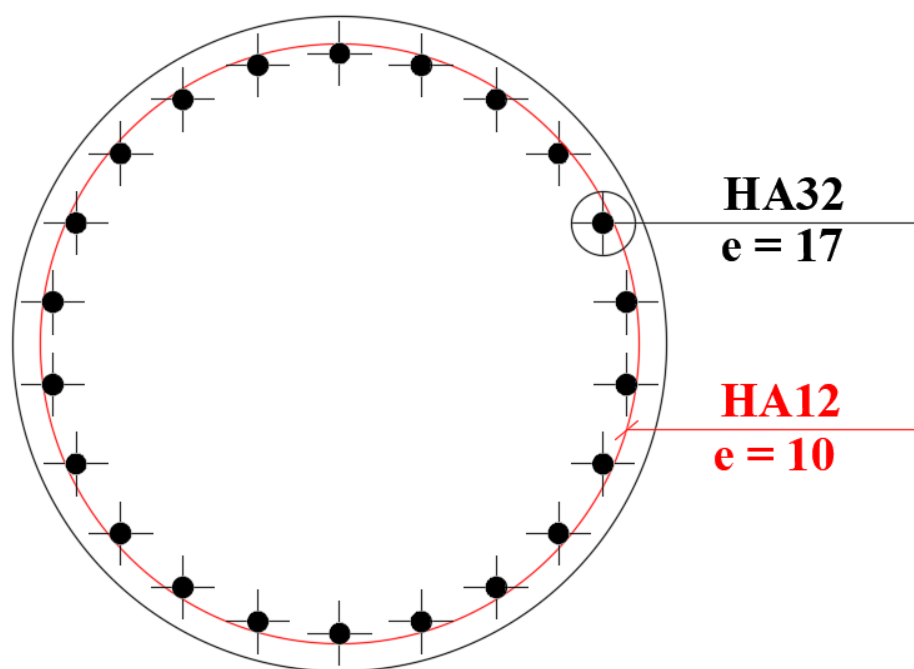


Figure XII. 18 Ferrailage des pieux



CHAPITRE XIII

ETUDE DE LA CULEE



XIII.1- Introduction :

Le mot "culée" désigne le massif structural qui équilibre la poussée des terres sans l'aide d'une autre poussée. Effectivement, la culée est un appui d'extrémité pour le tablier. Elle transmet les charges au sol par l'intermédiaire des fondations et elle retient le remblai situé derrière par le mur de soutènement.

La culée est responsable de deux fonctions principales :

- **Fonction mécanique :**
 - Transmission efficace des efforts au sol.
 - Limitation des déplacements horizontaux (tout en respectant le fonctionnement des appareils d'appui).
 - Limitation des déplacements verticaux.
- **Fonction technique :**
 - Permettre l'accès à l'ouvrage pour les visites d'inspection.
 - Hébergement de la chambre de tirage au cas où des canalisations passent dans le tablier.

XIII.2- Choix de la morphologie :

Les types de culées sont divers, en fonction d'une fonction spécifique voulue ou de l'environnement de l'ouvrage, on cite :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.
- Les culées creuses.
- Les culées en terre armée.
- Les culées contrepoids.

Pour notre ouvrage, on choisit la conception d'une culée remblayée pour son implantation assez aisée, ses éléments géométriquement simples et la flexibilité - si un besoin technique lors de la réalisation le précise- de la longueur du tablier.

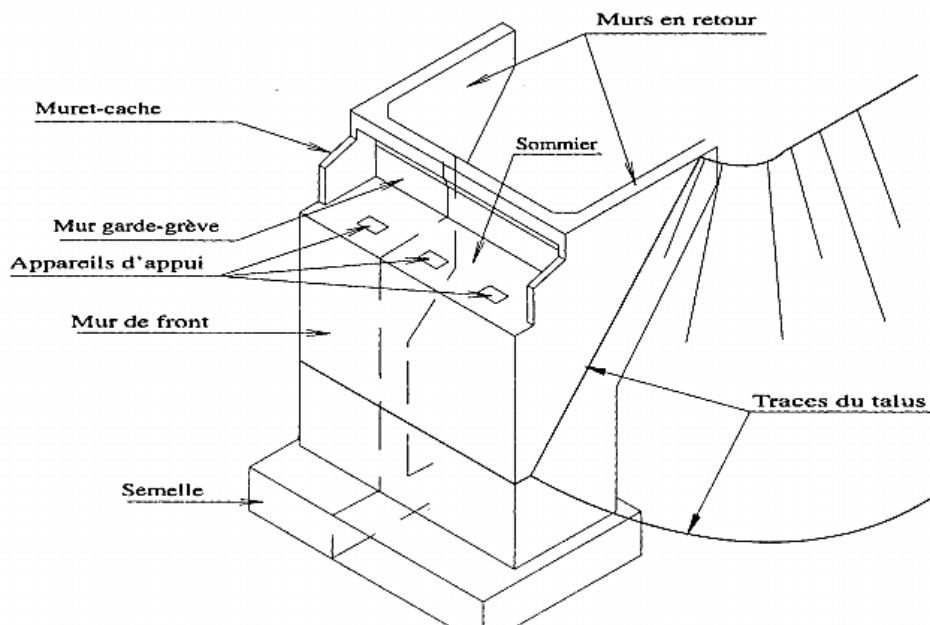


Figure XIII. 1 Morphologie d'une culée remblayée

D'après les résultats du rapport géotechniques précisés dans le Chapitre 2, la culée sera fondée sur des pieux profonds.

Les éléments constitutifs de notre culée seront :

- Un mur frontal qui sert d'appui au tablier.
- Deux murs en retour qui assurent le soutènement du remblai.
- Un mur de garde grève qui protège l'about du tablier en le séparant du remblai et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux murets-caches qui protègent les appareils d'appui et donnent une certaine esthétique.
- Une dalle de transition qui atténue la dénivellation entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art.
- Un corbeau arrière sur lequel repose la dalle de transition.

XIII.3- Prédimensionnement de la culée :

• Mur de garde grève :

Hauteur du mur :

$$h_{MGG} = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{dé} + h_{appareil} = 2.1 + 0.25 + 0.2 + 0.065 = 2.82 \text{ m}$$

Epaisseur du mur :

$$e_{MGG} = \max\left(0.3; \frac{h}{8}\right) = \max\left(0.3; \frac{2.82}{8}\right) = 0.36 \text{ m}$$

On prend $e_{MGG} = 0.4 \text{ m}$

Longueur du mur égale à la largeur du tablier : $L_{MGG} = 12 \text{ m}$.

• Mur frontal :

Hauteur du mur : $h_{MF} = 7 \text{ m}$

Epaisseur du mur : $e_{MF} = 1.6 \text{ m}$

Longueur du mur analogue à la largeur du tablier : $l_{MGG} = 12 \text{ m}$

• Mur en retour :

Hauteur du mur : $h_{MR} = h_{culée} = 10.17 \text{ m}$

Epaisseur du mur : $e_{MR} = 0.7 \text{ m}$

Longueur du mur : $l_{MR} = 10.81 \text{ m}$

Surface : $S_{MR} = 52.5 \text{ m}^2$

• Corbeau :

Le corbeau a une forme trapézoïdale ayant une grande base de 1.1 m , une petite base de 0.4 m et une épaisseur de 0.4 m .

Section du corbeau : $S = 0.24 \text{ m}$;

Largeur du corbeau : $l_C = 10.6 \text{ m}$.

- **Dalle de transition :**

Largeur de la DDT : $L_{DDT} = 10.5 \text{ m}$;

Epaisseur de la DDT : $e_{DDT} = 0.4 \text{ m}$;

Largeur de la DDT : $l_{DDT} = 6 \text{ m}$.

- **Semelle :**

Largeur de la semelle : $l_S = 6 \text{ m}$;

Hauteur de la semelle : $h_S = 2 \text{ m}$;

Longueur de la semelle : $l_S = 12.8 \text{ m}$.

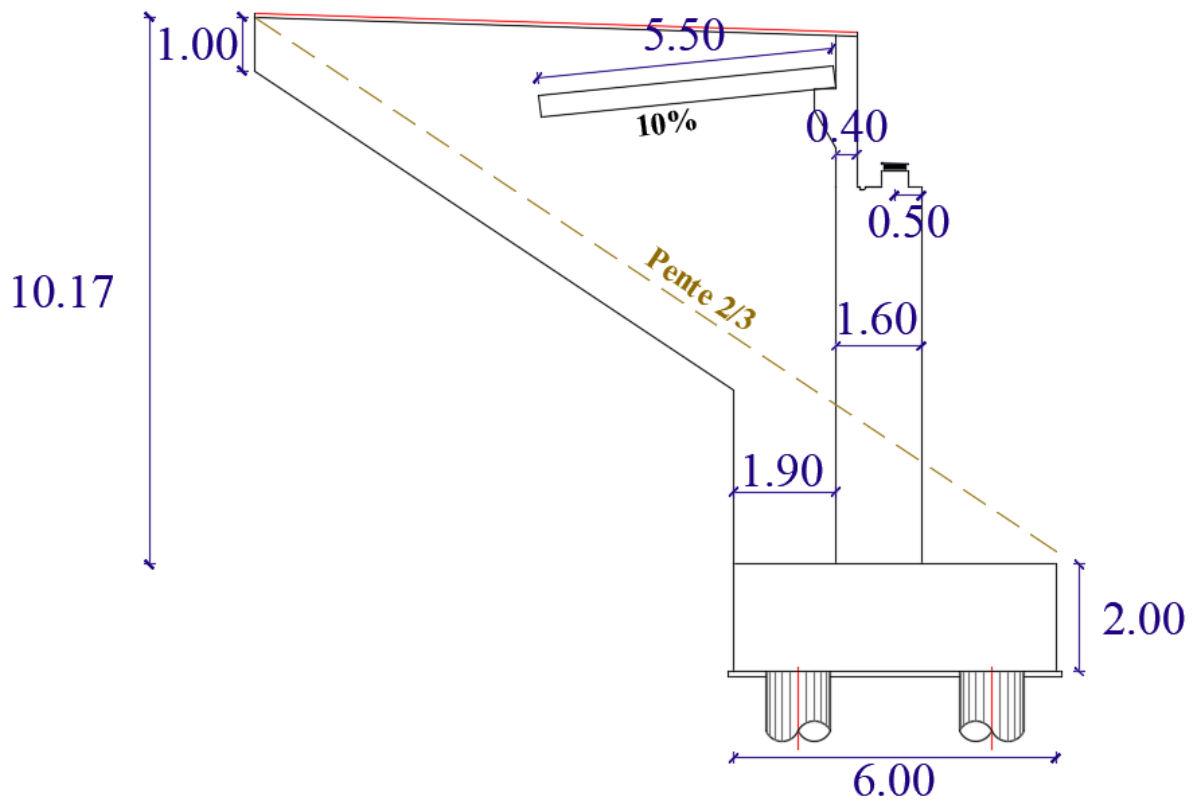


Figure XIII. 2 Dimensions de la culée

XIII.4- Evaluation des efforts sollicitant la culée :

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de « Mononobe-Okabe », où on négligera la butée et le poids des terres à l'avant du mur. Cette méthode simplifiée prend en compte les efforts de poussée sous séisme sous la forme d'un chargement pseudo-statique.

On doit tenir compte :

- des efforts sismiques d'inertie F_H et F_V qui s'ajoutent aux charges s'appliquant au mur dans le cas statique.
- des efforts de poussée dynamique E_d qui remplacent les efforts de poussée statique.

Cette méthode se base sur un modèle issu de la théorie de Coulomb, représenté sur la figure suivante :

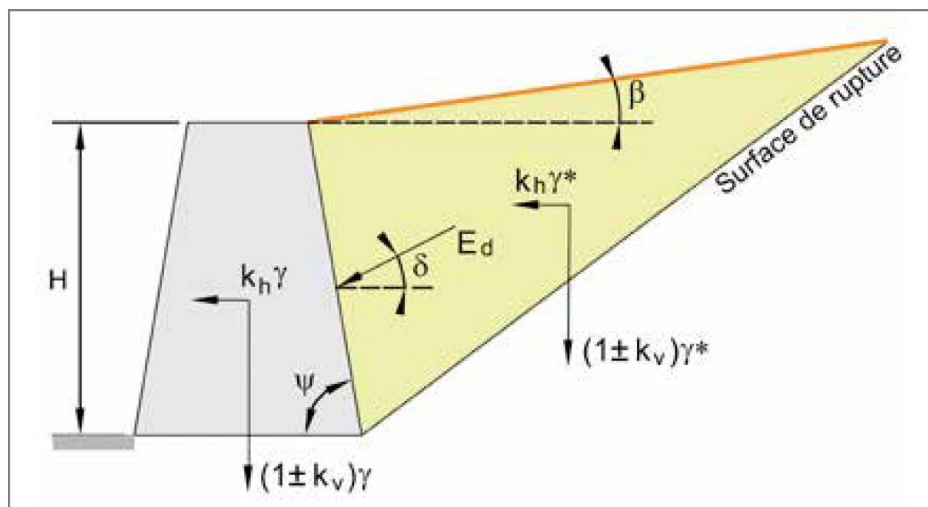


Figure XIII. 3 Représentation du modèle de base de la théorie de Coulomb utilisé dans la méthode simplifiée pseudo-statique de Mononobe-Okabe

La poussée dynamique globale E_d de calcul agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté terrain, est définie par :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) H^2 K$$

Avec :

H : hauteur du mur ;

γ^* : poids volumique du sol ;

K : coefficient de poussée des terres statique et dynamique défini ci-dessous ;

k_v : coefficient sismique vertical décrit ci-après.

Puisque la nappe est en-dessous du mur, les paramètres à considérer sont les suivants :

Tableau XIII. 1 Paramètres intervenants dans le calcul de la poussée dynamique globale E_d

Poids volumique à considérer γ^* Avec : γ_{sol} poids volumique du sol sec	$\gamma^* = \gamma_{sol} = 18 \text{ KN/m}^3$
Angle θ Avec: k_H coefficient sismique horizontal	$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Les coefficients sismiques horizontaux et verticaux sont donnés par :

$$k_H = A \quad ; \quad k_V = 0.3k_H$$

Avec : A coefficient d'accélération de zone.

Selon le RPOA, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

XIII.4.1- Détermination du coefficient de poussée des terres K :

Le coefficient de poussée des terres K est influencé par les caractéristiques mécaniques et géométriques du remblais et est donné dans notre cas par :

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

Avec :

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

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal $\beta = 0$;

On calcule K pour les différents cas sismiques :

Cas 01 : cas normale sans séisme $k_h = k_v = 0$

Cas 02 : cas de séisme (horizontal + vertical vers le bas) $k_h = 0.25$; $k_v = -0.075$

Cas 03 : cas de séisme (horizontal + vertical vers le haut) $k_h = 0.25$; $k_v = 0.075$

Tableau XIII. 2 Valeur de K pour les différents cas sismiques

Désignation	k_h	k_v	θ°	K
Cas 01	0	0	0	0.333
Cas 02	0.25	-0.075	15.12	0.538
Cas 03	0.25	0.075	13.09	0.502

XIII.4.2- Calcul des sollicitations :

Dans ce qui suit, nous évalueront les différents efforts agissant sur les éléments de la culée et on considère les notations suivantes :

P : poids propre en KN ;

F_V : force verticale en KN $F_V = P(1 \pm k_v)$

F_H : force horizontale en KN $F_H = Pk_H$

L_{FV} et L_{FH} : bras de levier en m des forces verticales et horizontales respectivement (le signe $\pm$ représente le sens du moment correspondant).

$M_{FV/O}$ et $M_{FH/O}$: moment de la force verticale et horizontale respectivement par rapport à O .

XIII.4.2.1- Efforts dus aux poids des éléments de la culée et des terres :

Tableau XIII. 3 Efforts et moments dus aux poids propres agissant sur la culée

Désignation	cas	P (KN)	F_V (KN)	F_H (KN)	L_{FV}	L_{FH}	$M_{FV/O}$	$M_{FH/O}$
Semelle	01	3840	3840	0	0	-1	0	0
	02		3552	960	0	-1	0	-960
	03		4128	960	0	-1	0	-960
Mur garde grève	01	338.04	338.04	0	0.9	-10.41	304.24	0
	02		312.687	84.51	0.9	-10.41	281.42	-879.75
	03		363.4	84.51	0.9	-10.41	327.05	-879.75
Mur en retour	01	1837.48	1837.48	0	4.85	-8.73	8911.78	0
	02		1699.67	459.37	4.85	-8.73	8243.4	-4010.3
	03		1975.29	459.37	4.85	-8.73	9580.16	-4010.3
Corbeau	01	79.13	79.13	0	1.27	-10.43	100.5	0
	02		73.2	19.78	1.27	-10.43	92.96	-206.33
	03		85.06	19.78	1.27	-10.43	108.03	-206.33
Mur frontal	01	3360	3360	0	0.3	-5.5	1008	0
	02		3108	840	0.3	-5.5	932.4	-4620
	03		3612	840	0.3	-5.5	1083.6	-4620
Dalle de transition	01	216.56	216.56	0	3.85	-10.74	833.756	0
	02		200.32	54.14	3.85	-10.74	771.224	-581.46
	03		232.8	54.14	3.85	-10.74	896.29	-581.46
Poids des terres sur DDT	01	1206.07	1206.07	0	3.85	-10.74	4643.37	0
	02		1115.61	301.52	3.85	-10.74	4295.12	-3238.3
	03		1296.53	301.52	3.85	-10.74	4991.62	-3238.3
Remblais sur semelle	01	3122.38	3122.4	0	2.06	-6.31	6432.1	0
	02		2888.2	780.6	2.06	-6.31	5949.7	-4925.55
	03		3356.56	780.6	2.06	-6.31	6914.51	-4925.55
Surcharge sur remblai $10KN/m^2$	01	201.4	201.4	0	1.75	/	352.45	0
	02		186.3	50.35	1.75	/	326.02	0
	03		216.5	50.35	1.75	/	378.88	0
Réaction tablier/culée	01	4550.40	4550.4	0	0	-9.2	0	0
	02		4209.12	1137.6	0	-9.2	0	-10465.9
	03		4891.68	1137.6	0	-9.2	0	-10465.9
Total	01	18751	/	/	/	/	22586.2	0
	02		/	/	/	/	20892.2	-29887.6
	03		/	/	/	/	24280.2	-29887.6

XIII.4.2.2- Efforts dus à la poussée des terres :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K$$

Puisque cette formule donne des résultats par mètre de largeur du mur on multiplie les résultats par la largeur intérieure du mur frontal (10.6 m).

Tableau XIII. 4 Poussées agissants sur la culée

Désignation	cas	K	$(1 \pm k_v)$	$H (m)$	$F_H = E_d$	L_{FH}	$M_{FH/O}$
Poussée des terres	01	0.33	1	12.04	4563.68	-4.01	-18300.36
	02	0.538	0.925	12.04	6882.17	-6.02	-41430.65
	03	0.502	1.075	12.04	7463	-6.02	-44927.26
Poussée des surcharges 10KN/m ²	01	0.33	1	12.04	421.16	-6.02	-2535.38
	02	/	/	/	/	/	/
	03	/	/	/	/	/	/
Total	01	/	/	/	4984.84	/	-20835.8
	02	/	/	/	7517.3	/	-45254.1
	03	/	/	/	8151.82		-49073.4

N.B : la résultante de la poussée des terres est considérée appliquée à $h/3$ dans le cas statique et à $h/2$ en présence de séisme.

XIII.4.2.3- Efforts dus au tablier :**Tableau XIII. 5 Efforts et moments dus au tablier agissants sur la culée**

Désignation	$F_V (KN)$	$F_H (KN)$	$L_{FV} (m)$	$L_{FH} (m)$	$M_{FV/O} (KN.m)$	$M_{FH/O} (KN.m)$
$R_{A(l)}$	1743.16	/	0	/	0	/
R_{Bc}	1500.32	/	0	/	0	/
R_{Mc120}	1091.4	/	0	/	0	/
R_{D240}	1858.46	/	0	/	0	/
H_{r+f}	/	131.64	/	-9	/	-1184.75
H_T	/	49.61	/	-9	/	-446.51
Freinage A(l)	/	81.5	/	-9	/	-733.5
Freinage B _c	/	180	/	-9	/	-1620.00

XIII.4.3- Combinaisons d'actions :**XIII.4.3.1- Cas statique:****ELS :****Tableau XIII. 6 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELS**

	F_V (KN)	F_H (KN)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)	ΔM (KN.m)
$G + 0.6T$	18627,25	4725.1	22511	19768.23	2742.78
$G + 0.6T + 1.2Q$	18868.9.	5230.5	21926	22810.68	884.73
$G + 0.6T + 1.2Al$	20719	4822.9	22511	20648.43	1862.6
$G + 0.6T + 1.2B_c$	20427.7	4941.09	22511	21712.23	800
$G + 0.6T + M_{c120}$	19718.65	4725.1	22511	19768.23	2743
$G + 0.6T + D_{240}$	20485.7	4725.1	22511	19768.23	2743

ELU :**Tableau XIII. 7 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELU**

	F_V (KN)	F_H (KN)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)	ΔM (KN.m)
$1.35G + 0.9T$	25146.8	6383,33	30389,86	26727,29	3662.57
$1.35G + 0.9T + 1.6Q$	25469	7057.2	30953,78	30784	169.88
$1.35G + 0.9T + 1.6Al$	27935.8	6513.73	30389,86	27900.9	2488.97
$1.35G + 0.9T + 1.6B_c$	27547,30	6671.33	30389,86	29319.3	1070.57
$1.35G + 0.9T + 1.35M_{c120}$	26620,18	6383.33	30389,86	26727.3	3662.57
$1.35G + 0.9T + 1.35D_{240}$	27655,71	6383.33	30389,86	26727.3	3662.57

XIII.4.3.2- Cas dynamique :

- Evaluation des efforts statiques : combinaison $G + 0.2Q + 0.4T$

Tableau XIII. 8 Efforts statiques agissant sur la culée sous combinaison $G + 0.2Q + 0.4T$

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Total max	14371,35	187,48	1687,35
Total min	14217,94	167,78	1510,05

- Charges sismiques dues au poids :

Tableau XIII. 9 Charge sismiques due au poids propre des éléments

	N (KN)	V (KN)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN)
Total	1049,97	3499,92	1667,53	19421,70

Tableau XIII. 10 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres

	<i>N (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>
Cas 2	0,00	10963.2	64350.62
Cas 3	0,00	10384.98	60869.8

- Charges sismiques dues au tablier :

Tableau XIII. 11 Charges sismiques provenant du tablier

Désignation	<i>N (KN)</i>	<i>H (KN)</i>	<i>L_{FV}</i>	<i>L_{FH}</i>	<i>M_{FV/O}</i>	<i>M_{FH/O}</i>
Séisme Tablier	341.3	1137,60	0,00	9,20	0,00	10465,92

- Cumul des efforts sismiques :

Les efforts de poussée et les efforts provenant de l'accélération de la culée se cumulent directement parce qu'ils sont concomitants. Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement. Les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{E_{\text{tablier}}^2 + E_{\text{appui}}^2}$$

Tableau XIII. 12 Cumul des efforts sismiques

	<i>N (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>
Cas 2	-341.3	11022,06	65196,15
Cas 3	341.3	10447,11	61762,99

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau XIII. 13 Efforts sur la semelle sous combinaisons sismiques

	<i>N (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>
<i>P_{max}</i> – <i>H</i> + 0.3<i>V</i>	15872.28	11209.54	65215.97
<i>P_{max}</i> – <i>H</i> – 0.3<i>V</i>	12717.01	10614.89	64940.57
<i>P_{max}</i> + <i>V</i> – 0.3<i>H</i>	19374.45	3494.10	19578.67
<i>P_{max}</i> – <i>V</i> – 0.3<i>H</i>	9214.84	3301.92	21706.48

XIII.4.4- Choix de la conception des pieux :

En considérant une capacité portante $Q_p = 4500 \text{ KN}$ et le cas d'effort normal le plus défavorable (**ELU : 27655,71 KN**) le nombre de pieux et alors donné par :

$$n_{\text{pieux}} = \frac{27655.71}{4500} = 6.14$$

On opte pour une conception en 8 pieux similaire à celle de la pile.

XIII.5- Etude et ferrailage des éléments de la culée :**XIII.5.1- Ferrailage de mur garde-grève :**

Les sollicitations prises en compte pour le ferrailage du mur-garde grève sont :

- La poussée des terres ;
- La force de freinage d'un camion B_c (cas d'une roue) ;
- La poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.

Le mur-garde grève est supposé encastré à la base.

- **Poussée des terres :**

La résultante de la poussée étant appliquée au tiers de la hauteur, le moment à l'encastrement vaut :

$$M_T = P \times \frac{h}{3}$$

Avec :

$$P = \frac{1}{2} K_{as} \gamma_{sol} h^2 L = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 2.82 \times 1 = 23.62 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow M_T = 23.62 \times \frac{2.82}{3} = 22.2 \text{ KN.m}$$

L'effort dû à la poussée considérée comme charge permanente aura pour valeurs aux différents états limites :

$$\text{ELU : } M_{TU} = 1.35 M_T = 29.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{TS} = M_T = 22.2 \text{ KN.m}$$

- **Force de freinage B_c :**

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions type B_c (poussée des charges locales +freinage) était plus défavorable pour le mur garde-grève dans le domaine considéré ($0.5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$) que d'autres charges sans freinage (tandem B_t , convois militaires, charges exceptionnelles type D et E, etc.)

Compte tenu de l'écartement des roues d'un essieu (2 m), on ne considère que l'effet d'une seule roue. Le moment à l'encastrement dû à la force de freinage vaut alors :

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

Avec :

μ : coefficient $\mu = 1.6$ à l'ELU et $\mu = 1.2$ à l'ELS ;

P : charge due à une roue $P = 60 \text{ KN}$.

A.N :

ELU : $M_{fU} = 91.93 \text{ KN.m}$

ELS : $M_{fS} = 68.94 \text{ KN.m}$

• **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**

L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 60 KN de deux camions accolés placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève. Par incertitude des charges transmises, les charges réelle seront remplacées par une charge uniforme équivalente de 120 KN répartie sur un rectangle de $0.25 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}$.

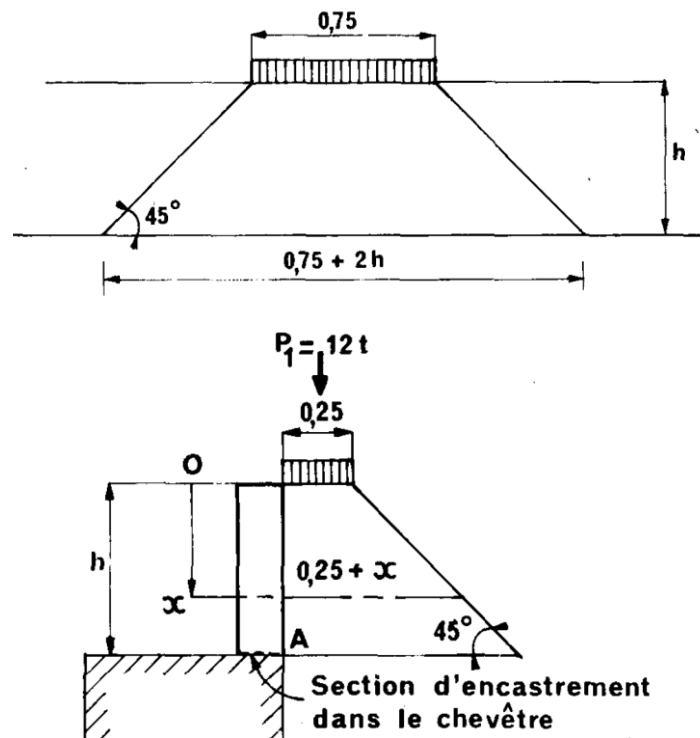


Figure XIII. 4 Effet d'une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \quad \text{tm/m}$$

Dans laquelle K est un coefficient ayant pour valeur :

$$K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée $K_a = 0.33$;

γ : coefficient de pondération $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS ;

δ : coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.065$ pour deux voies chargées.

b_c : coefficient du chargement B_c , $b_c = 1.1$ pour deux voies chargées.

La valeur de K est alors :

$$K_{ELU} = 0.62$$

$$K_{ELS} = 0.46$$

La valeur de M_P/K est explicitée ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau XIII. 14 Valeurs de M_P/K en fonction de h

h	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
M_P/K (tm/ml)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire, on obtient la valeur de M_P/K pour $h = 2.82$ m :

$$M_P/K_{(h=2.82)} = \frac{M_P/K_{(h=3)} - M_P/K_{(h=2)}}{3 - 2.5} (2.82 - 2.5) + M_P/K_{(h=2)}$$

$$M_P/K_{(h=2.82)} = \frac{9.49 - 8.56}{3 - 2.5} (2.82 - 2.5) + 8.56 = 9.1552 \text{ tm/ml}$$

En ayant les valeurs de K , les valeurs de M_P sont alors :

$$M_{PU} = 56.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{PS} = 42.47 \text{ KN.m}$$

• **Combinaison d'actions :**

$$\text{ELU : } M_U = M_{TU} + M_{fU} + M_{PU} = 178.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_U = M_{TS} + M_{fS} + M_{PS} = 133.62 \text{ KN.m}$$

• **Choix du ferrailage du mur garde-grève :**

En calculant la section à la flexion simple par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 17.1 \text{ cm}^2$$

On prend $6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 5.7 \text{ cm}^2$$

On prend $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Comme armatures transversale, on prend une section :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 4.28 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4.52 cm²

XIII.5.2- Ferrailage de la dalle de transition :

- **Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition :**

On considère la dalle de transition comme une dalle rectangulaire simplement appuyée, soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle :

L'évaluation des efforts se fait en prenant compte des paramètres suivants :

Remblais : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$; $h = 1.05 \text{ m}$

Poids propre de la dalle : $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$; $e = 0.40 \text{ m}$

Revêtement : $\rho_{bb} = 24 \text{ KN/m}^3$; $e = 0.08 \text{ m}$

Surcharge: $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

Les efforts résultants sont calculés et explicités dans le tableau suivant :

Tableau XIII. 15 Efforts agissant sur la dalle de transition

Type de charge	$Q \text{ (KN/ml)}$	$M \text{ (KN.m/ml)}$	$V \text{ (KN/ml)}$
Poids propre	7.5	28.36	20.625
Revêtement	1.92	7.26	5.28
Remblai	18.9	71.47	51.98
Surcharges	10	37.81	27.5

- **Combinaison d'actions :**

ELU :

$$M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 205.06 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_U = 1.35MV_G + 1.6V_Q = 149.14 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$M_S = M_G + 1.2M_Q = 152.46 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_U = 1.35MV_G + 1.6V_Q = 110.88 \text{ KN/ml}$$

- **Choix du ferrailage de la dalle de transition :**

En calculant la section à la flexion simple par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 19.6 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA25 = 19.63 cm².

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA16 = 8.04 cm².

Comme armatures transversale, on prend une section :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA14 = 6.16 cm².

XIII.5.3- Ferrailage du corbeau :

- Evaluation des efforts agissants sur le corbeau :

Le corbeau, étant un appui à la dalle de transition, subit la réaction de cette dernière.

Cette réaction est égale à l'effort tranchant max calculé pour le ferrailage de la dalle de transition.

ELU : $R_U = V_{UDDT} = 149.14 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_S = V_{SDDT} = 110.88 \text{ KN/ml}$

- Choix du ferrailage du corbeau :

D'après l'annexe E6 du BAEL, le corbeau est considéré comme une console courte, se calcul en flexion simple est comporte nécessairement des armatures supérieures tendues disposée comme indiqué sur la figure : (dans notre cas $a = 0.2 \text{ m}$ et $d = 1.05 \text{ m}$)

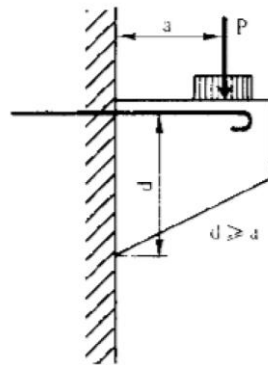


Figure XIII. 5 Console courte selon le BAEL

La section d'armatures tendues est donnée par :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

M_u : moment à l'encastrement $M_u = R_u \times a = 149.14 \times 0.2 = 29.83 \text{ KN.m/ml}$;

Z : pris égal à $Z = \min(0.7d(1 + 0.1) ; 2.4a(0.4 + 0.1)) = 0.24 \text{ m}$.

On trouve alors :

$$A_s = \frac{29.83}{0.24 \times \frac{500}{1.5}} \times 10 = 3.73 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 1.05 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 11.6 \text{ cm}^2$$

Puisque : $A_s = 3.73 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 11.6 \text{ cm}^2$ le choix de la section se fait suivant A_{min} .

On prend $6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$ par mètre.

XIII.5.4- Ferrailage du mur frontal :

- **Evaluation des efforts agissants sur le mur frontal :**

Les charges qu'on considère sollicitant le mur frontal sont :

- Le poids propre des éléments : corbeau, mur garde-grève, mur frontal, dalle de transition ;
- Le poids des terres sur la dalle de transition ;
- La poussée des terres et des surcharges.
- Les charges dues au tablier

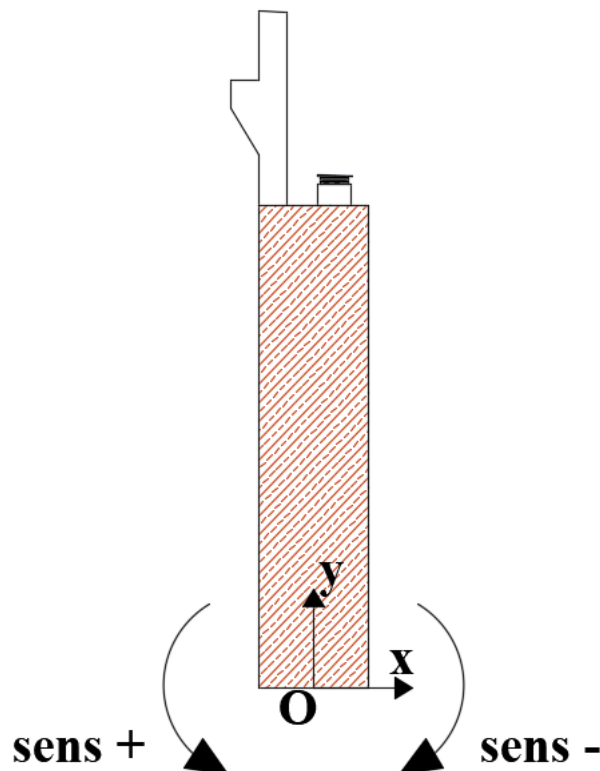


Figure XIII. 6 Sens d'évaluation des moments agissant le mur frontal

- Evaluation des efforts dus au poids propre :

Tableau XIII. 16 Efforts dus au poids propre agissant sur le mur frontal

Désignation	F_V (KN)	F_H (KN)	L_{FV} (m)	L_{FH} (m)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)
Mur frontal	3360	0	0	3.5	0	0
Dalle de transition	216.56	0	1	8.83	216.56	0
Corbeau	79.129	0	0.97	8.43	76.63	0
Mur garde-grève	388.04	0	0.6	4.73	202.69	0
Poids des terres sur DDT	1206.07	0	1	8.83	1206.07	0
Poussée des terres	0	3042.07	0	-3.28	0	-9967.9
Poussée des surcharges	0	343.85	0	-4.92	0	-1690.04

- Evaluation des efforts dus au tablier :

Tableau XIII. 17 Efforts dus au tablier agissant sur le mur frontal

Désignation	F_V (KN)	F_H (KN)	L_{FV} (m)	L_{FH} (m)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)
R_G	4555.4	/	-0.3		-1366.62	
$R_{A(l)}$	1743.16	/	-0.3	/	-522.95	/
R_{Bc}	1500.32	/	-0.3	/	-450.10	/
R_{Mc120}	1091.4	/	-0.3	/	-327.42	/
R_{D240}	1858.46	/	-0.3	/	-557.54	/
H_{r+f}	/	131.64	/	-7.2	/	-947.8
H_T	/	49.61	/	-7.2	/	-357.21
Freinage A(l)	/	81.5	/	-7.2	/	-586.8
Freinage B _c	/	180	/	-7.2	/	-1296

- Combinaisons des charges à l'ELS:

Tableau XIII. 18 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELS

	F_V (KN)	F_H (KN)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)	ΔM (KN.m)
$G + 0.6T$	9755.2	3203,48	335,33	-11129,9	-10794.7
$G + 0.6T + 1.2Q$	9755.2	3616,10	335,33	-13158	-12822.7
$G + 0.6T + 1.2A(l)$	11846,99	3301,28	-292,21	-11834	-12126.4
$G + 0.6T + 1.2B_c$	11555,58	3419,477	-204,79	-12685,2	-12890
$G + 0.6T + M_{c120}$	10846,60	3203,48	7,90	-11129,9	-11122
$G + 0.6T + D_{240}$	11613,66	3203,48	-222,21	-11129,9	-11352.2

- **Combinaisons des charges à l'ELU:**

Tableau XIII. 19 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELU

	F_V (KN)	F_H (KN)	$M_{FV/O}$ (KN.m)	$M_{FH/O}$ (KN.m)	ΔM (KN.m)
$1.35G + 0.9T$	13169.52	4329.16	452.7	-15057.6	-14604.9
$1.35G + 0.9T + 1.6Q$	13169.52	4879.32	452.7	-17761.7	-17309
$1.35G + 0.9T + 1.6A(l)$	15958.57	4459.56	-384.03	-15996.5	-16380.5
$1.35G + 0.9T + 1.6B_c$	15570.03	4617.16	-267.46	-17131.2	-17398.7
$1.35G + 0.9T + 1.35M_{c120}$	14641.91	4329.16	10.67	-15057.6	-15047
$1.35G + 0.9T + 1.35D_{240}$	15678.44	4329.16	-300	-15057.6	-15357.6

- **Sollicitations les plus défavorables:**

Puisque les charges calculées sont pour toute la longueur du mur frontal (12 m), on divise les efforts maximaux par 12 pour obtenir les sollicitations sur 1 mètre linéaire :

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = -1074.16 \text{ KN.m/ml} \\ N = 962.97 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{max} = 301.34 \text{ KN/ml} \\ N = 812.93 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = -1449.89 \text{ KN.m/ml} \\ N = 1297.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{max} = 406.61 \text{ KN/ml} \\ N = 1097.46 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **Choix du ferrailage du mur frontal :**

En calculant la section à la flexion composée par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 16 \text{ cm}^2$$

On prend $6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 5.33 \text{ cm}^2$$

On prend $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

En calculant la section à l'effort tranchant par ROBOT EXPERT, pour deux sections Ø10, l'espacement obtenu est :

En zone courante : $S_t = 30 \text{ cm}$.

En zone critique : $S_t = 15 \text{ cm}$.

XIII.5.5- Ferrailage du mur en retour :

- **Evaluation des efforts agissants sur le mur en retour :**

En considérant la géométrie irrégulière du mur en retour, on recourt à la modélisation numérique pour évaluer les efforts internes maximaux. La modélisation est faite par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

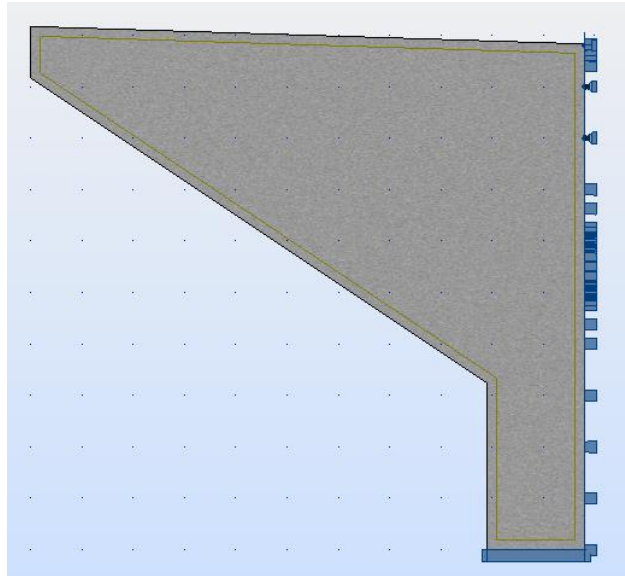


Figure XIII. 7 Modèle numérique du mur en retour

Les charges considérées agir sur le mur en retour sont :

- La poussée des terres : $P_t = K h \gamma = 0.33 \times 10.17 \times 18 = 60.41 \text{ KN/m}^2$ appliquée comme charge variable sur la face du mur.
- La poussée des surcharges : $P_{sur} = 0.33 \times 10 = 3.33 \text{ KN/m}^2$ appliquée comme charge constante sur la face du mur.
- Le poids propre de la corniche et de la barrière de sécurité $G_{CCP} = 3.15 \text{ KN/ml}$ appliqué comme charge linéaire sur le bord supérieur du mur.
- Le poids propre du mur G .

D'après le modèle numérique, on considère les moments maximaux suivant :

$$M_{xx} = 679.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{yy} = 134.28 \text{ KN.m}$$

- **Choix du ferrailage du mur en retour :**

On calcul une bande de 1 m en flexion simple par robot Expert pour obtenir :

Armatures horizontales : $A_s = 47.7 \text{ cm}^2$ on prend 6HA32

Armatures verticales : $A_s = 8.8 \text{ cm}^2$ on prend 6HA14

Ces armatures sont disposées du côté tendu du mur en retour, sur la face retenant le remblai

Sur la face extérieure du mur en retour on place les armatures de construction suivantes :

Armatures horizontales : 6HA20

Armatures verticales : 6HA12

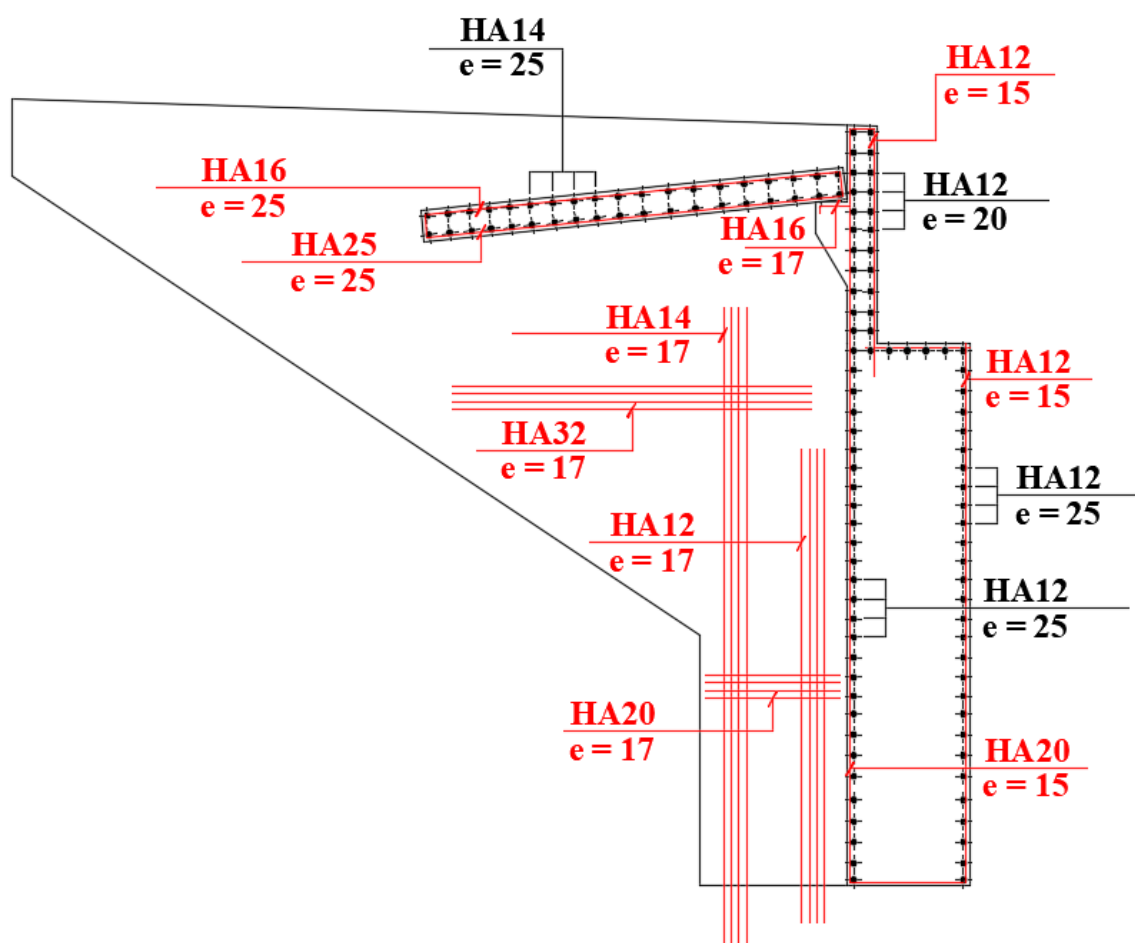


Figure XIII. 8 Ferraillage de la culée



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une partie indispensable dans le cursus de l'élève ingénieur pour pouvoir synthétiser les connaissances théoriques acquises lors de la formation. En particulier pour l'ingénieur en travaux publics pour qui la recherche d'informations et le côtoiement des ingénieurs expérimentés est un besoin essentiel pour son apprentissage et son évolution.

En premier lieu, la conception des variantes nous a permis d'avoir une idée sur les différents choix techniques et décisions que peut rencontrer l'ingénieur en travaux publics lors de son parcours professionnel. Ensuite, l'étude de la variante retenue nous a permis de traiter les détails et les différents calculs à faire avant la réalisation d'un ouvrage. L'application des règlements (RPOA, RCPR, BAEL, BPEL) tout au long de ce mémoire nous a permis de mieux comprendre les exigences pour la réalisation d'un ouvrage durable dans les normes.

Nous avons aussi pu nous familiariser avec les différents outils informatiques utilisés dans notre domaine, notamment ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour la modélisation et le calcul en éléments finis et AUTOCAD pour la schématisation et la création de plans.

En général, ce projet de fin d'étude a été une véritable expérience est une application directes des disciplines apprises au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des sols et la mécaniques des éléments finis.

Et enfin, grâce à ce travail, d'autres compétences ont été acquises telles que le travail d'équipe et la bonne gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [4] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [5] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [6] Document SETRA, ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France, janvier 2000.
- [7] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [9] RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010
- [10] Cours béton armé, ENSTP, Mr BELLAOURA.
- [11] Cours béton précontraint, ENSTP, Mr BELLAOURA.
- [12] Cours mécanique des sols 4ème année, ENSTP, Mme MERDOUD
- [13] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
- [14] Philippe SERVAT, Application pratique de la méthode Guyon-Massonet-Bares, version du lundi 9 décembre 2019



ANNEXE 1

METHODE DE

GUYON-MASSONET-BARES



		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.9718	0.9874	1.0021	1.0138	1.0188	1.0138	1.0021	0.9874	0.9718
	b/4	0.2309	0.4281	0.6251	0.821	1.0138	1.2007	1.3791	1.5524	1.7244
	b/2	-0.5019	-0.1267	0.2489	0.6251	1.0021	1.3791	1.7535	2.123	2.4905
	3b/4	-1.2302	-0.6789	-0.1267	0.4281	0.9874	1.5524	2.123	2.6966	3.2696
	b	-1.9571	-1.2302	-0.5019	0.2309	0.9718	1.7244	2.4905	3.2696	4.0574

Annexe 1.1 Valeurs de K_m^0 pour $\theta = 0.25$

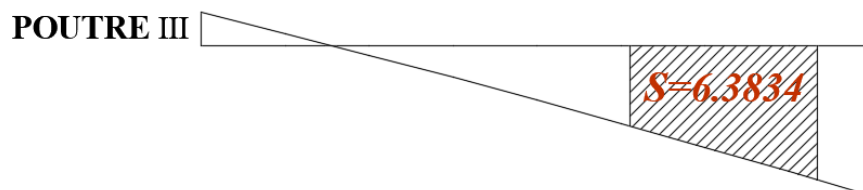
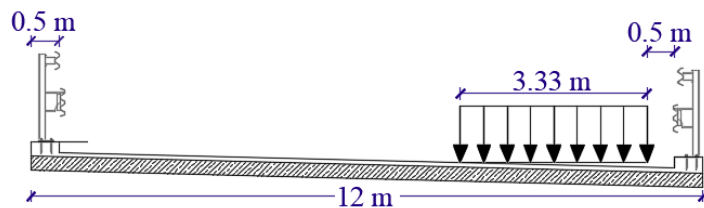
		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.9423	0.9742	1.0044	1.0283	1.0385	1.0283	1.0044	0.9742	0.9423
	b/4	0.2109	0.4183	0.6252	0.8289	1.0283	1.2146	1.3833	1.5419	1.6975
	b/2	-0.5038	-0.1284	0.2477	0.6252	1.0044	1.3833	1.7572	2.1209	2.4805
	3b/4	-1.2094	-0.6698	-0.1284	0.4183	0.9742	1.5419	2.1209	2.7062	3.2901
	b	-1.9123	-1.2095	-0.5038	0.2109	0.9423	1.6974	2.4805	3.2901	4.1177

Annexe 1.2 Valeurs de K_m^0 pour $\theta = 0.3$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0.9812	0.9912	1.0012	1.0095	1.0133	1.0095	1.0012	0.9912	0.9812
	b/4	0.9156	0.9382	0.9619	0.9862	1.0095	1.0287	1.0407	1.0484	1.0546
	b/2	0.8569	0.8899	0.9246	0.9619	1.0012	1.0407	1.0773	1.1079	1.1354
	3b/4	0.8038	0.8456	0.8899	0.9382	0.9912	1.0484	1.1079	1.1669	1.2225
	b	0.7539	0.8038	0.8569	0.9156	0.9812	1.0546	1.1354	1.2225	1.3133

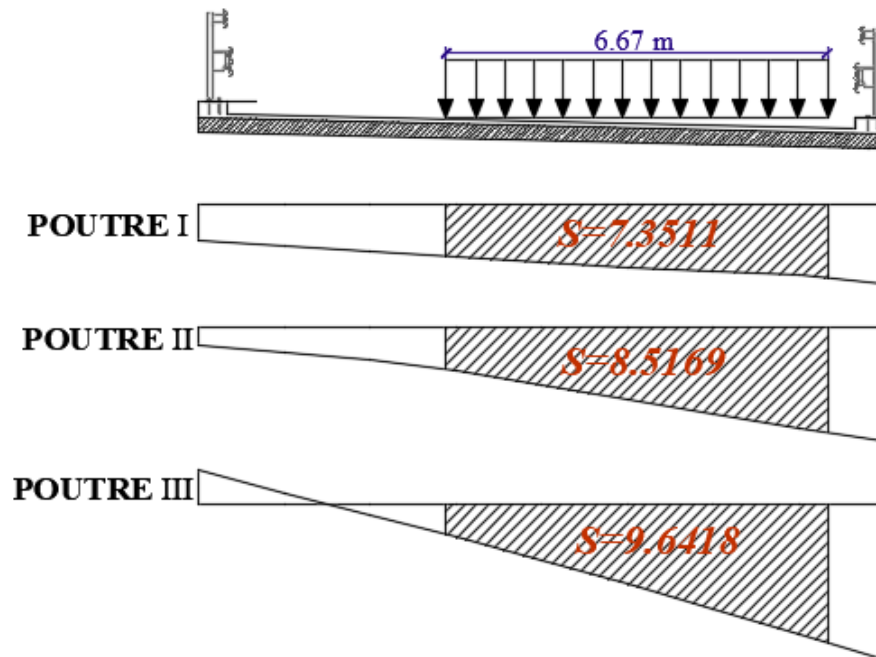
Annexe 1.3 Valeurs de K_m^1 pour $\theta = 0.25$

		Excentrement de la charge								
		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Position de la poutre	0	0,9664	0,984	1,0018	1,0173	1,0244	1,0173	1,0018	0,984	0,9664
	b/4	0,8776	0,9104	0,9453	0,982	1,0173	1,0451	1,0591	1,0652	1,0689
	b/2	0,8012	0,8453	0,8929	0,9453	1,0018	1,0591	1,1108	1,1508	1,1849
	3b/4	0,7345	0,7876	0,8453	0,9104	0,984	1,0652	1,1508	1,2351	1,3126
	b	0,6733	0,7345	0,8012	0,8776	0,9664	1,0689	1,1849	1,3126	1,4474

Annexe 1.4 Valeurs de K_m^1 pour $\theta = 0.3$ ***A(L) 1 voie:***

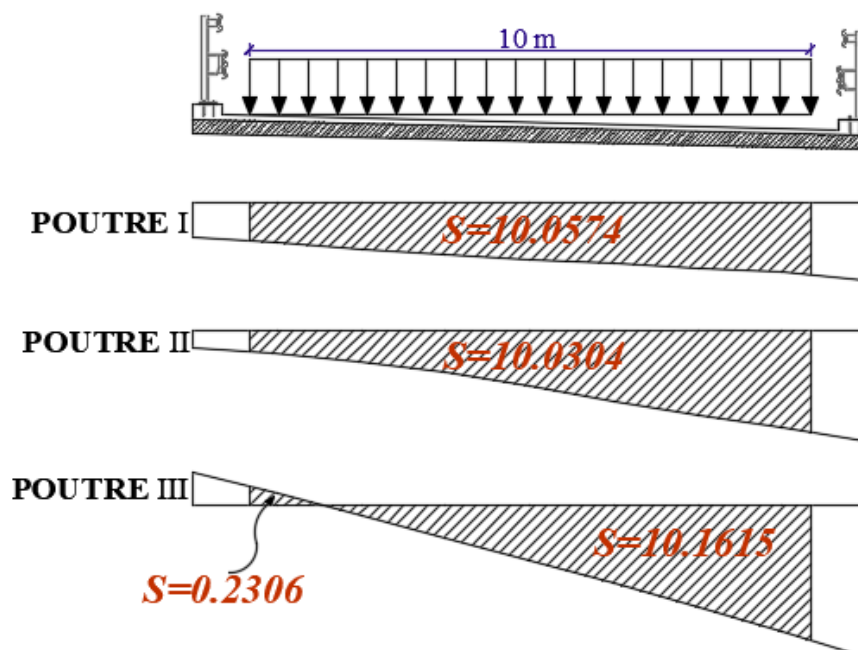
Annexe 1.5 Participation des poutres sous surcharge A1 1 voie

$A(L)$ 2 voies:



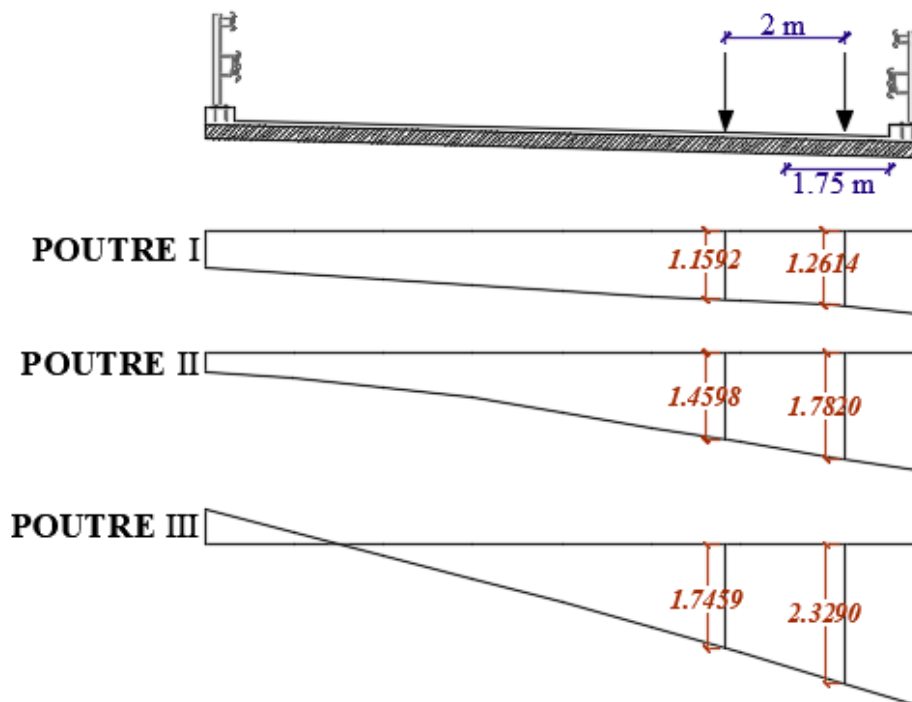
Annexe 1.6 Participation des poutres sous surcharge Al 2 voies

$A(L)$ 3 voies:



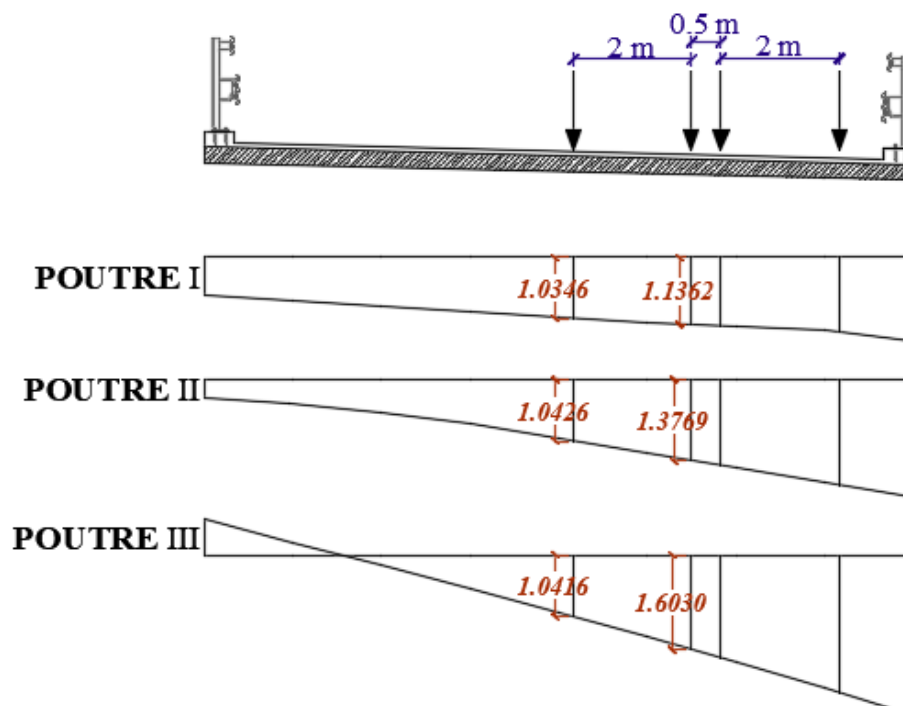
Annexe 1.7 Participation des poutres sous surcharge Al 3 voies

Bc 1 file:



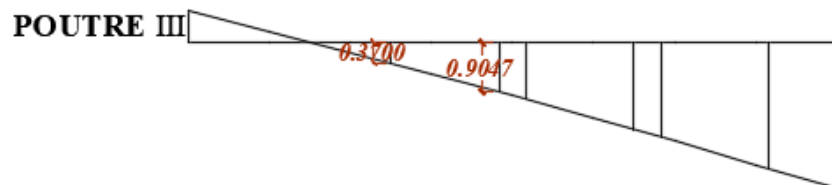
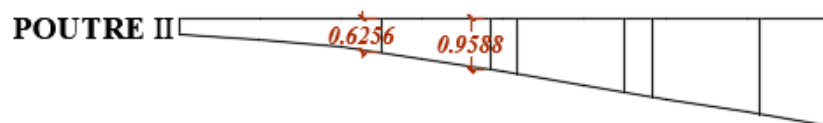
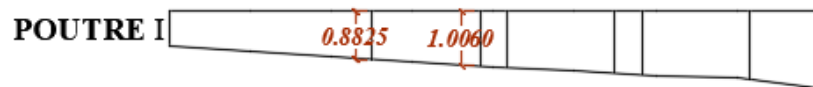
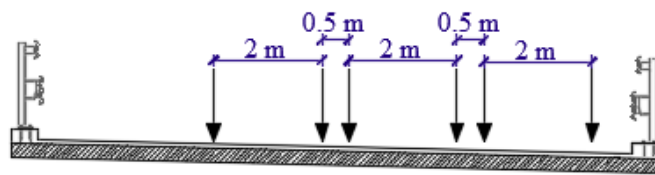
Annexe 1.8 Participation des poutres sous surcharge Bc 1 file

Bc 2 files:



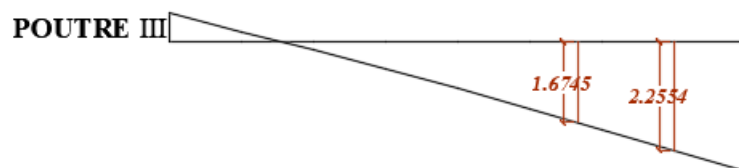
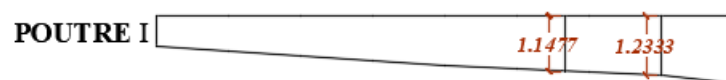
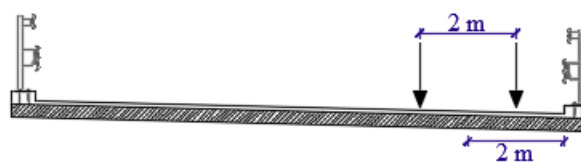
Annexe 1.9 Participation des poutres sous surcharge Bc 2 files

Bc 3 files:



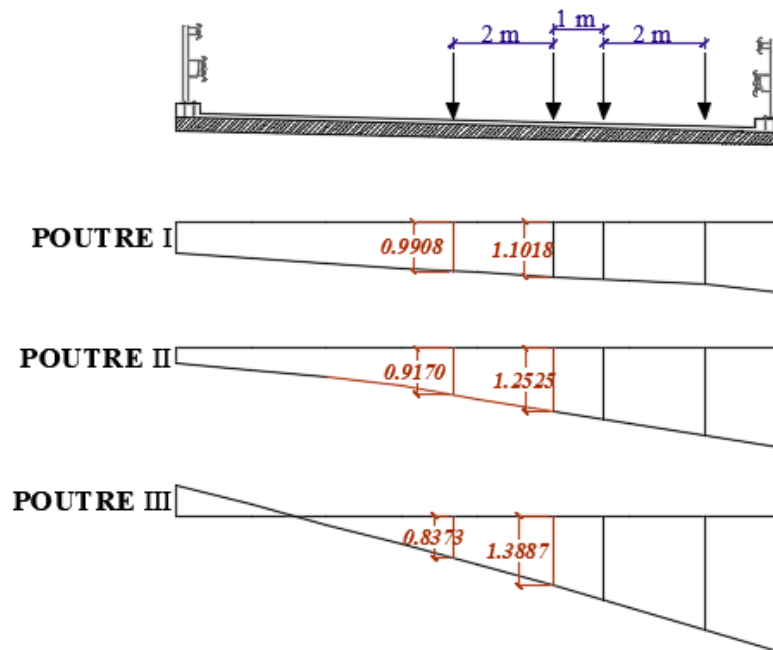
Annexe 1.10 Participation des poutres sous surcharge Bc 3 files

Bt 1 tandem:



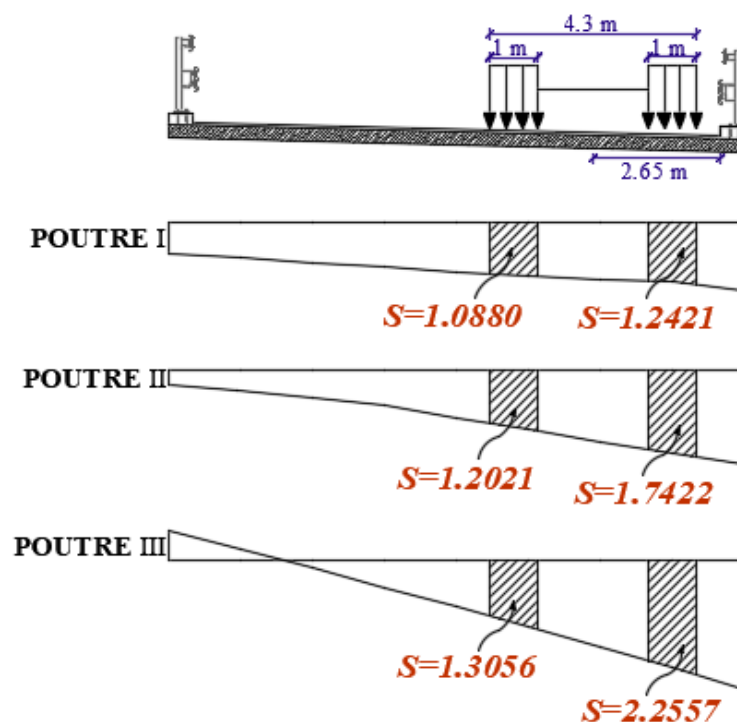
Annexe 1.11 Participation des poutres sous surcharge Bt 1 tandem

Bt 2 tandems:



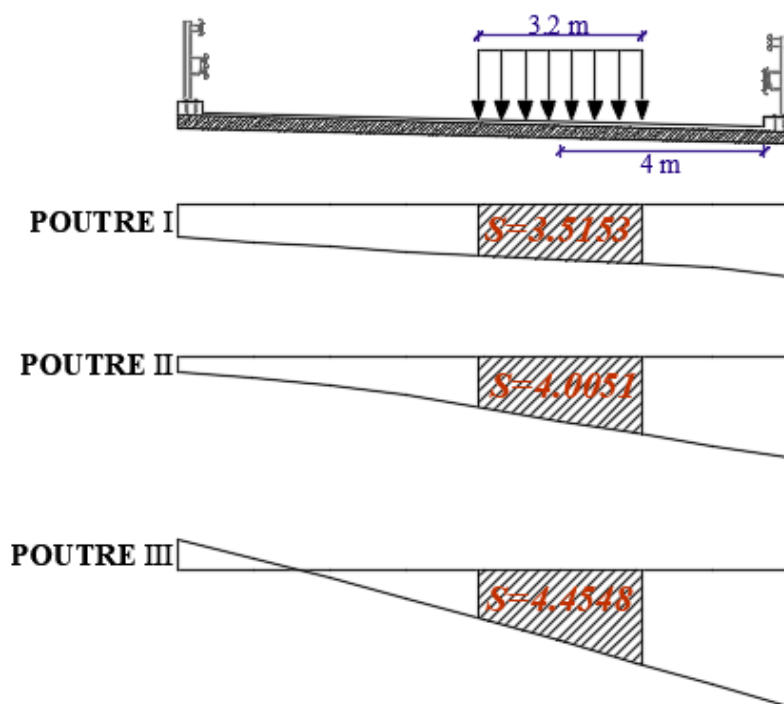
Annexe 1.12 Participation des poutres sous surcharge Bt 2 tandems

Mc120:



Annexe 1.13 Participation des poutres sous surcharge Mc120

D240:



Annexe 1.13 Participation des poutres sous surcharge D240

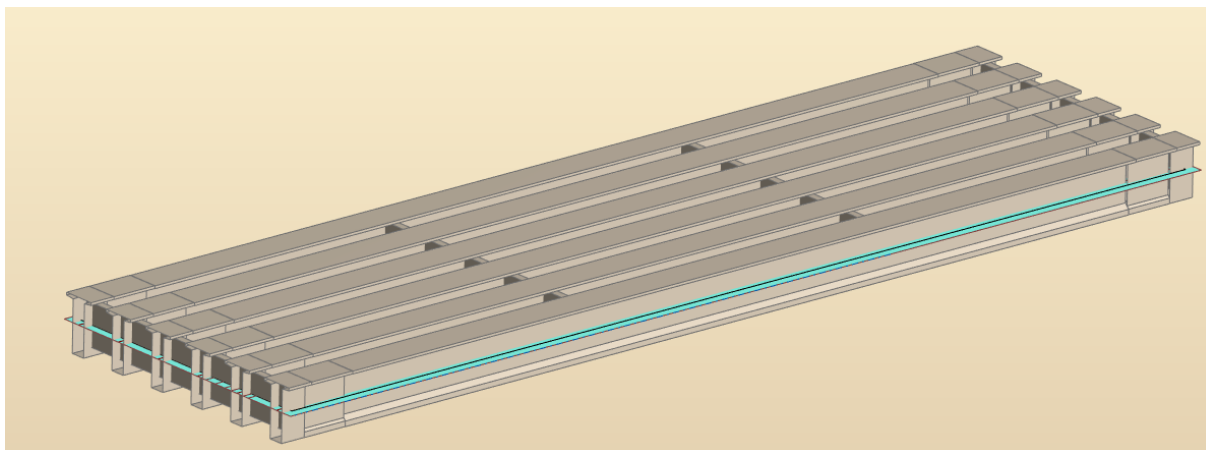


ANNEXE 2

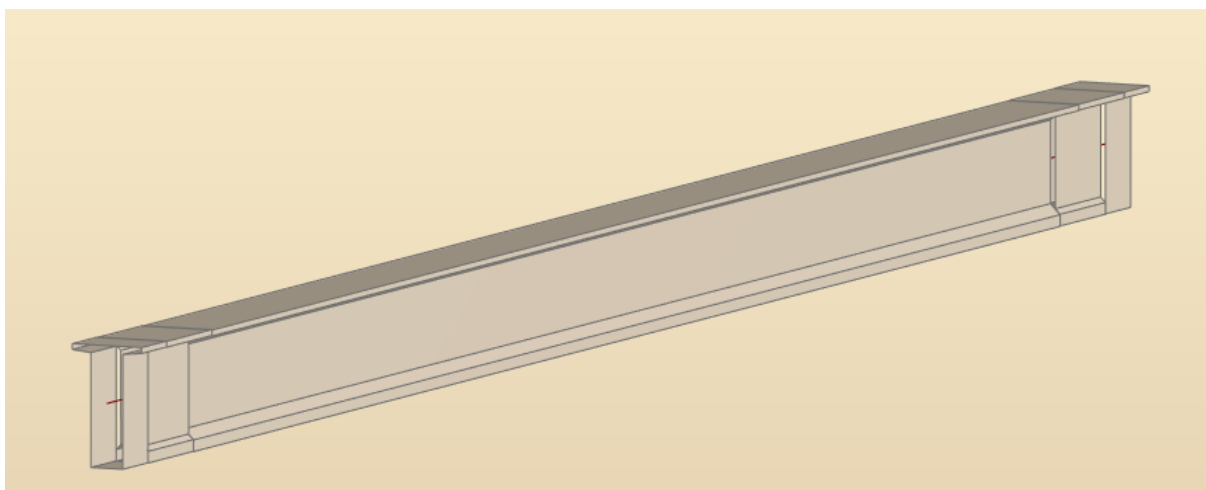
MODELE NUMERIQUE POUR LE

CALCUL LONGITUDINAL

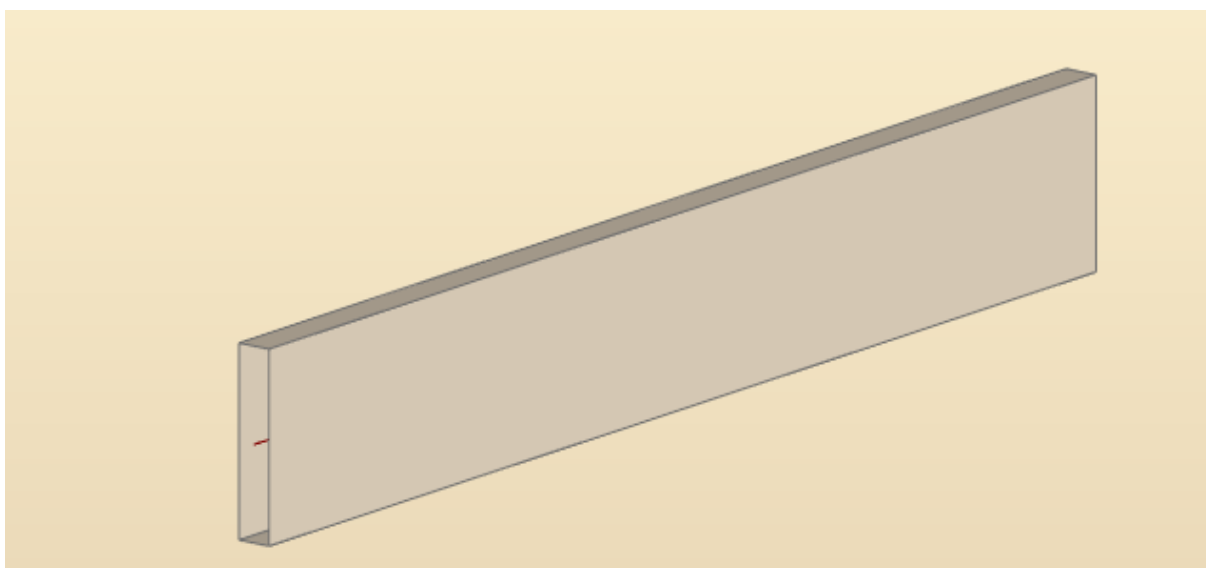




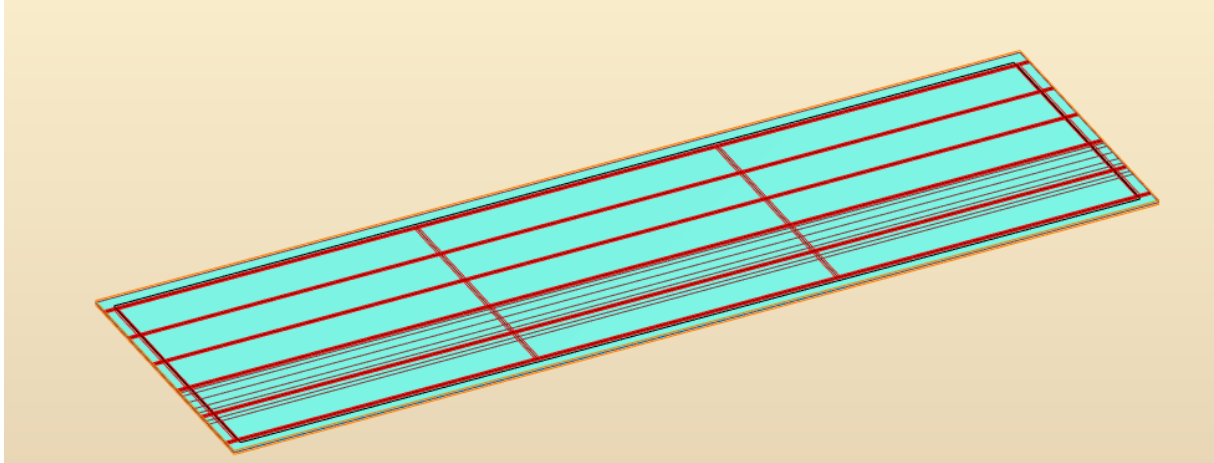
Annexe 2.1 Modélisation du tablier



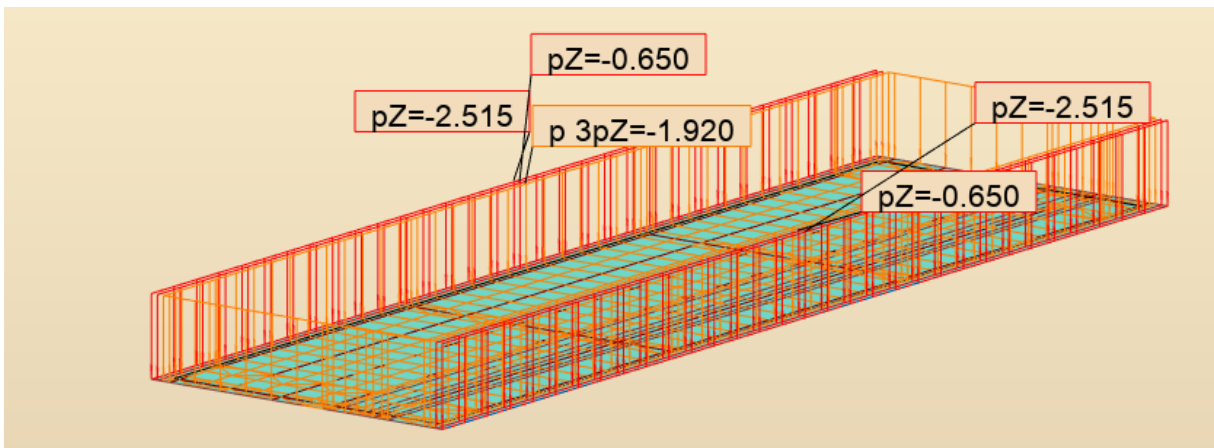
Annexe 2.2 Modèle de la poutre seule



Annexe 2.3 Modèle de l'entretoise



Annexe 2.4 Les charges permanentes CP

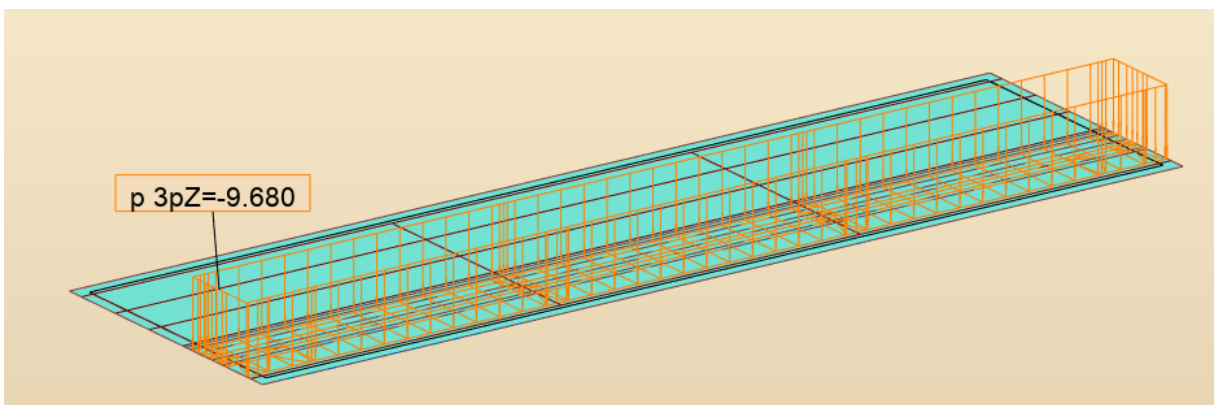


Annexe 2.5 Les charges complémentaires permanentes CCP

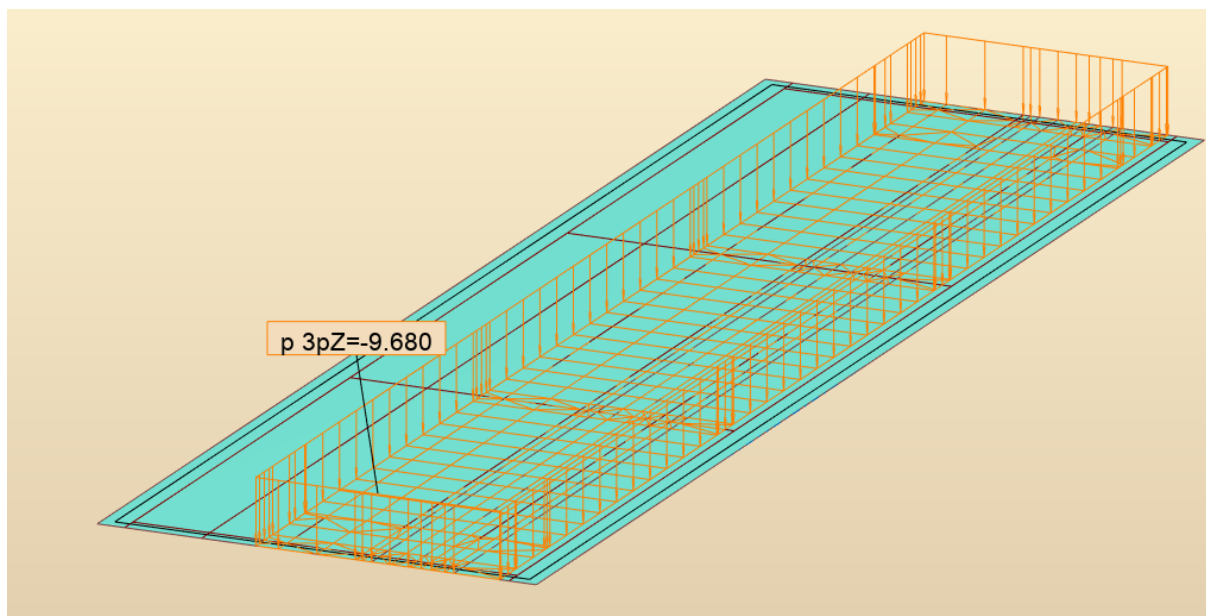
(Corniche : 2.515 (0.1006x 2) KN/ml)

(Glissière de sécurité : 0.65 KN)

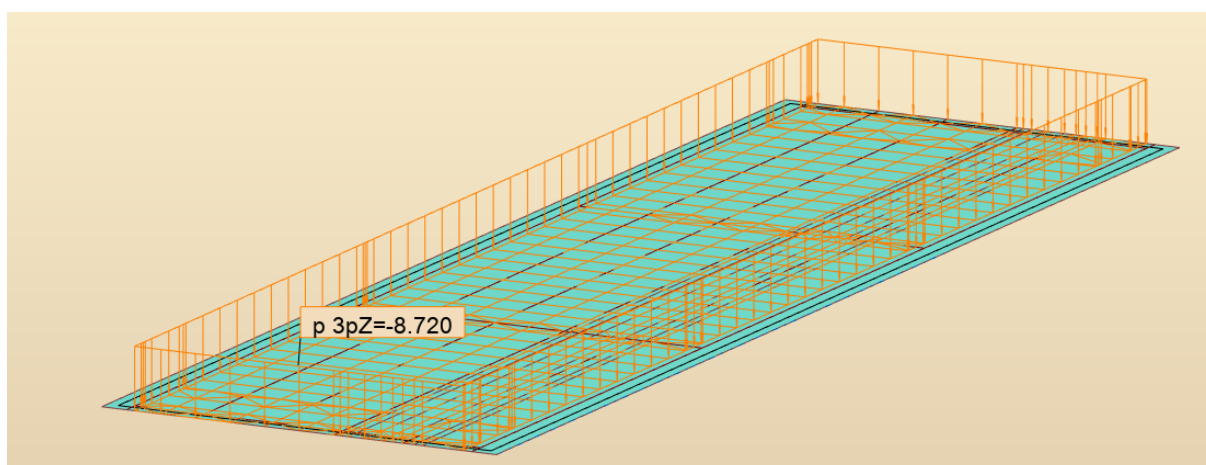
(Revêtement : 0.65 (0.08x24) KN/m²)



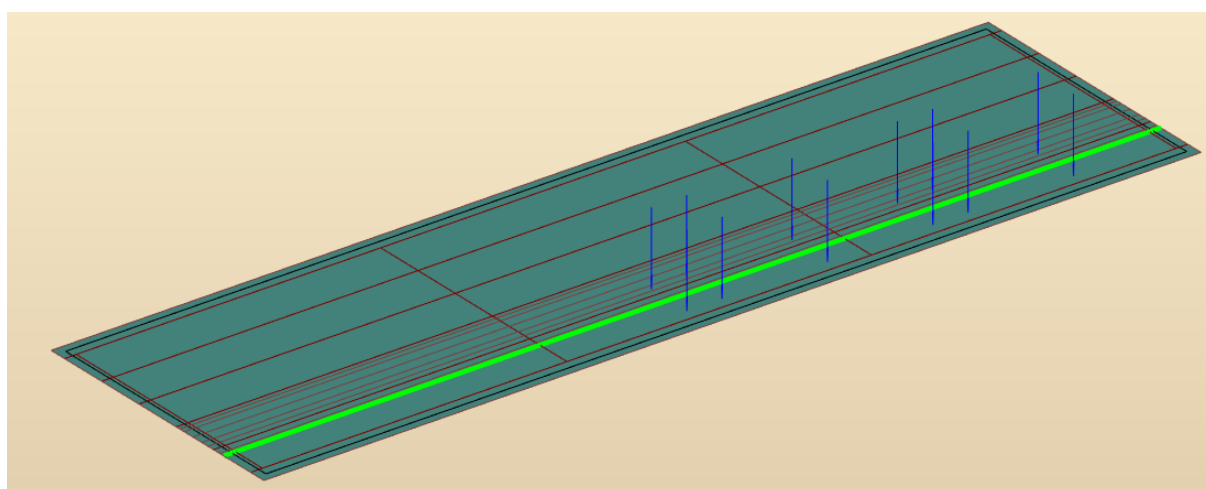
Annexe 2.6 Charge statique AL1



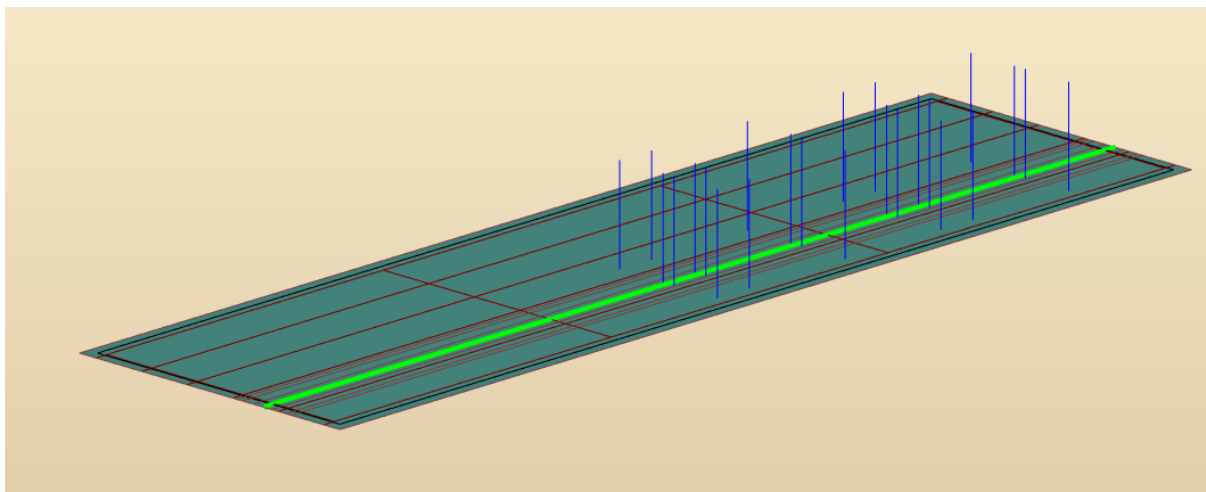
Annexe 2.7 Charge statique AL2



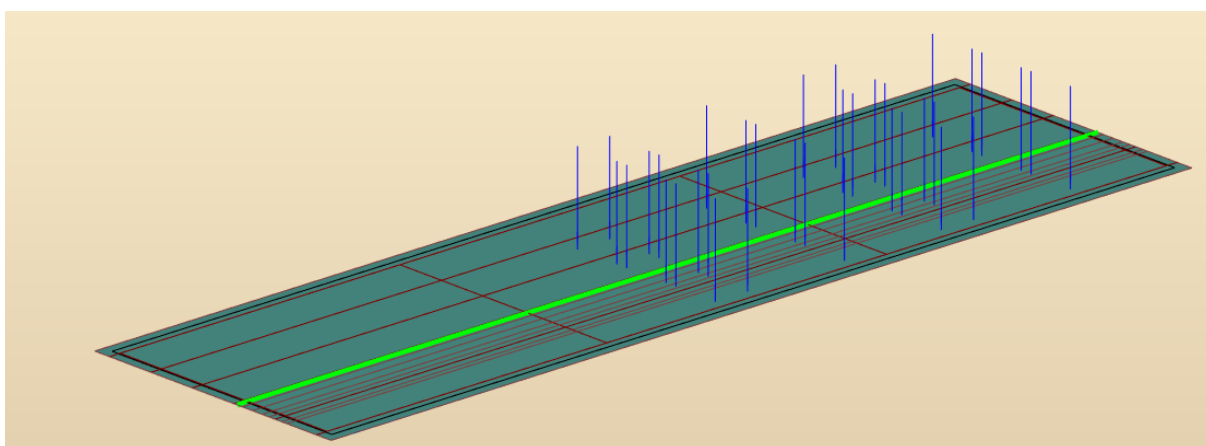
Annexe 2.8 Charge statique AL3



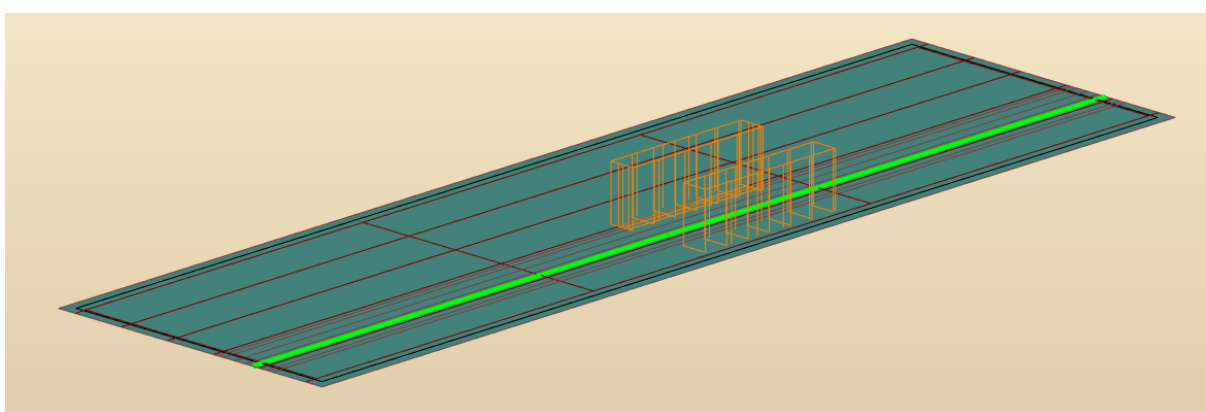
Annexe 2.9 Charge roulante Bc1



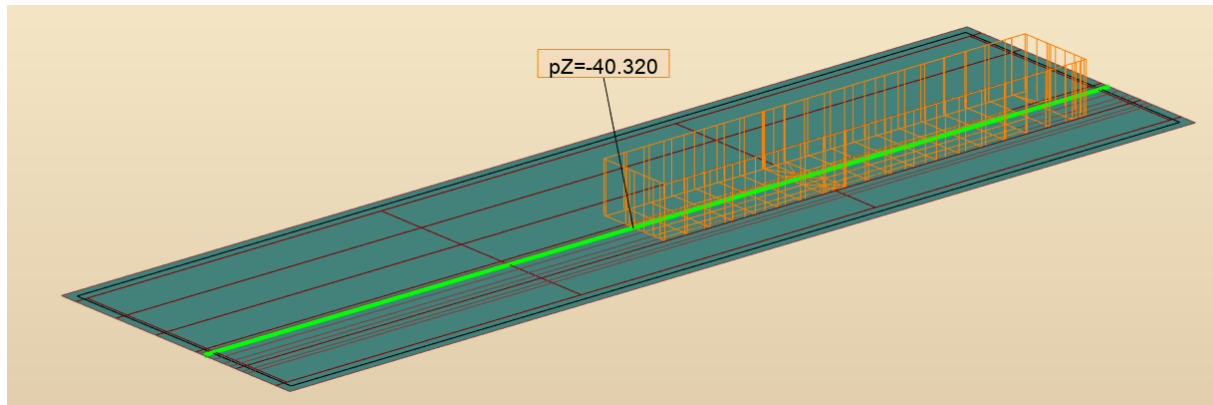
Annexe 2.10 Charge roulante Bc2



Annexe 2.11 Charge roulante Bc3



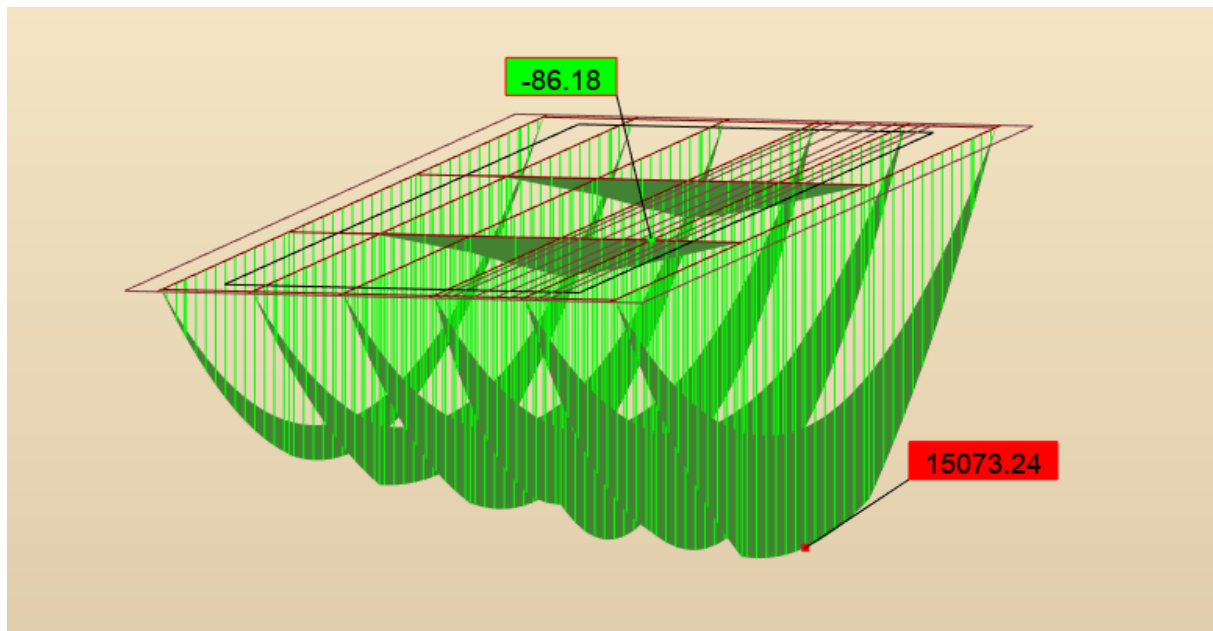
Annexe 2.12 Convoi militaire Mc120



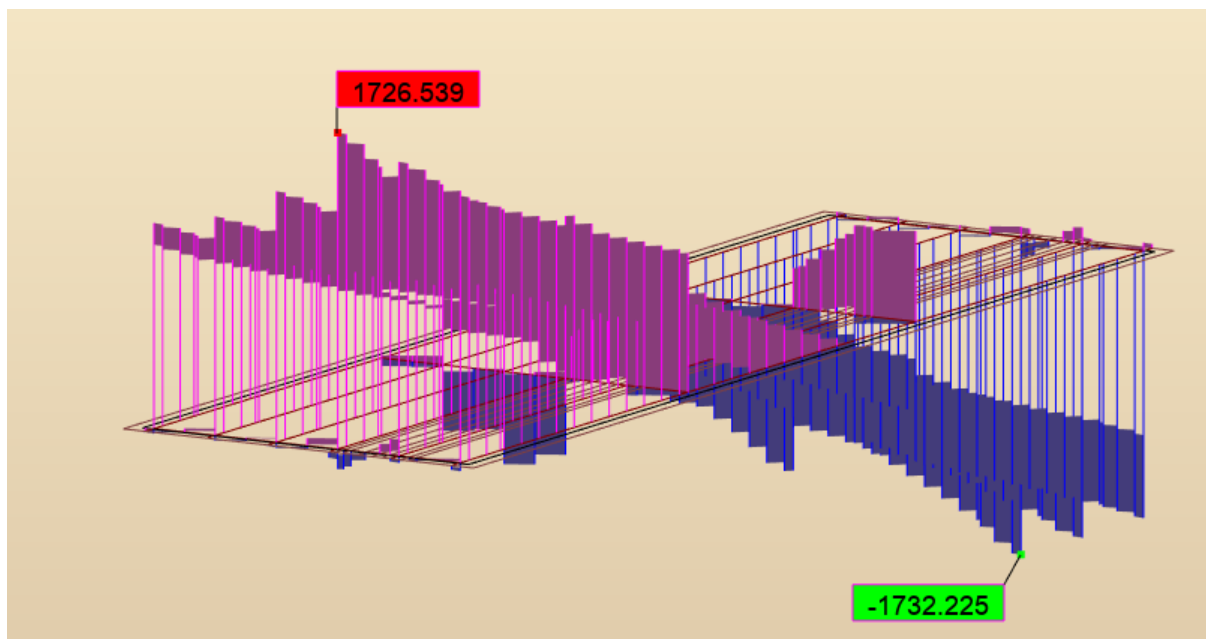
Annexe 2.13 Convoi exceptionnel D240

ELU	ELS
1.35G+1.6 AL1	G+1.2 AL1
1.35G+1.6 AL2	G+1.2 AL2
1.35G+1.6 AL3	G+1.2 AL3
1.35 G+1.6BC1	G+1.2BC1
1.35 G+1.6BC2	G+1.2BC2
1.35 G+1.6BC3	G+1.2BC3
1.35 G+1.35Mc120	G+Mc120
1.35 G+1.35D240	G+D240

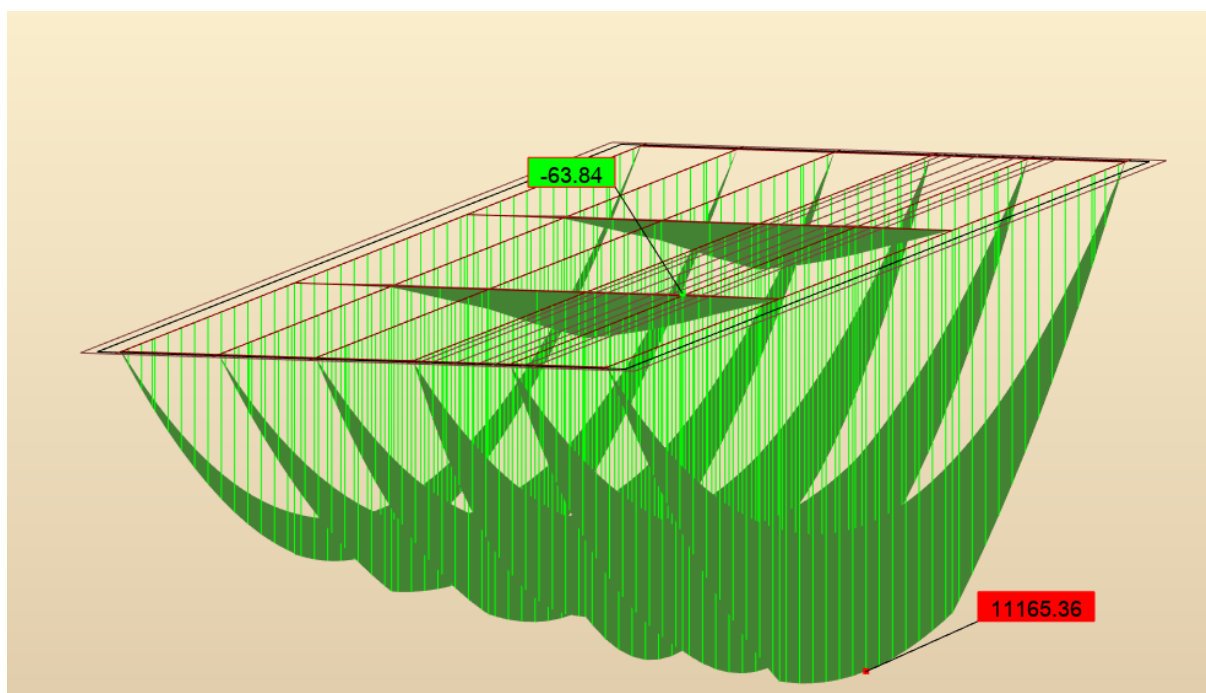
Annexe 2.14 Combinaisons utilisées



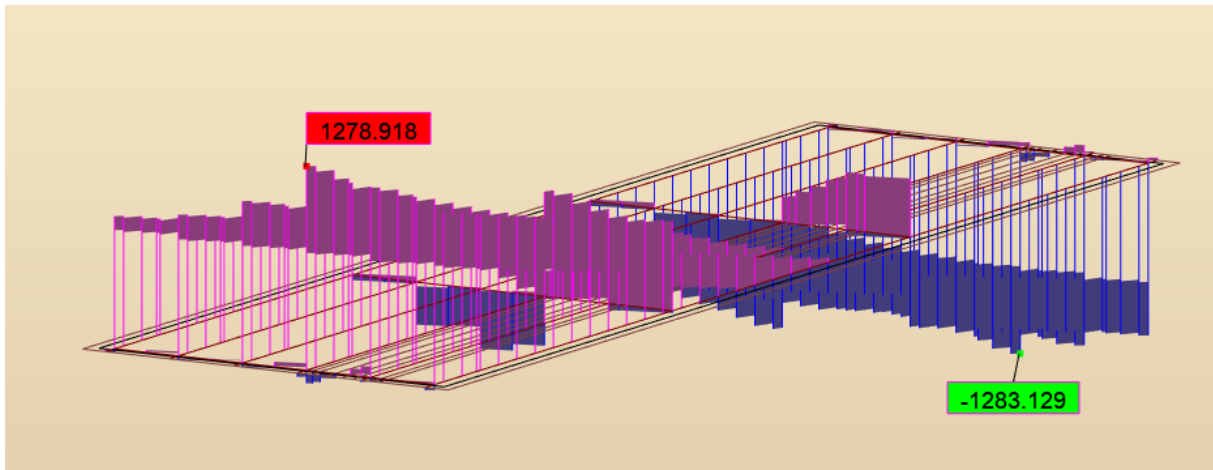
Annexe 2.15 Diagramme des moments fléchissant max à l'ELU (1.35G+1.35D240)



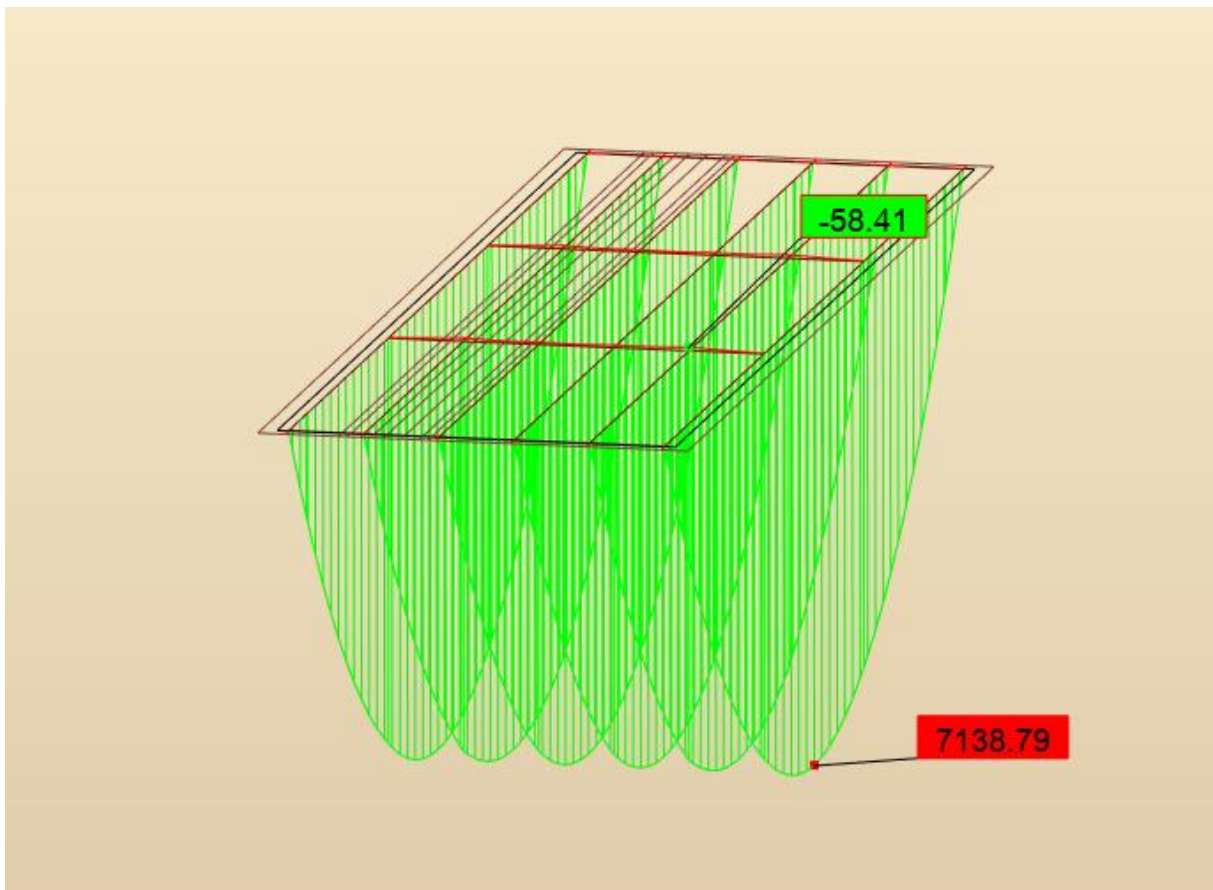
Annexe 2.16 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU (1.35G+1.35D240)



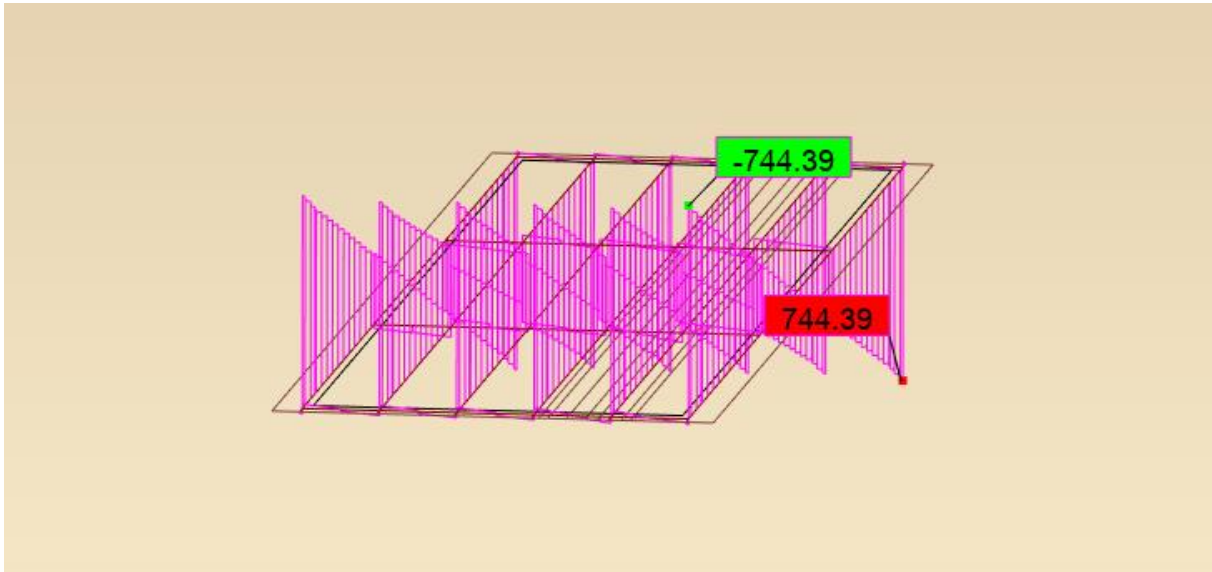
Annexe 2.17 Diagramme du moment fléchissant max à l'ELS (G+D240)



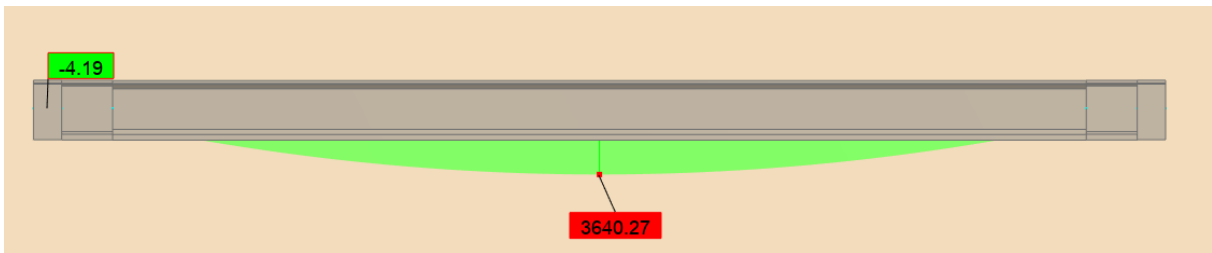
Annexe 2.18 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS (G+D240)



Annexe 2.19 Diagramme du moment fléchissant sous G (Mmin utilisé dans l'étude de précontrainte)



Annexe 2.20 Diagramme de l'effort tranchant sous G (Tmin utilisé dans l'étude de précontrainte)



Annexe 2.21 Diagramme du moment fléchissant de la poutre seule



ANNEXE 3

MODELE NUMERIQUE POUR

L'ETUDE SISMIQUE



ANNEXE 3 : MODELE ROBOT POUR L'ETUDE SISMIQUE

Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
10	0,8	1,24	0,1	38,86	0,1	38,86	7810815,8	7810815,8
2	0,81	1,23	0,19	41,43	0,09	2,57	7810815,8	7810815,8
3	0,82	1,22	0,26	56,62	0,07	15,2	7810815,8	7810815,8
4	0,82	1,22	0,27	74,32	0	17,7	7810815,8	7810815,8
5	0,82	1,22	0,35	80,15	0,08	5,83	7810815,8	7810815,8
6	0,82	1,22	0,4	82,82	0,05	2,67	7810815,8	7810815,8
7	0,82	1,22	0,4	84,28	0	1,46	7810815,8	7810815,8
8	0,87	1,15	43,74	84,4	43,34	0,12	7810815,8	7810815,8
9	0,91	1,1	46,07	84,47	2,33	0,08	7810815,8	7810815,8
10	0,94	1,06	63,78	84,56	17,71	0,09	7810815,8	7810815,8
11	0,95	1,06	81,46	84,57	17,68	0,01	7810815,8	7810815,8
12	0,95	1,05	87,78	84,66	6,32	0,09	7810815,8	7810815,8
13	0,96	1,04	88,02	84,68	0,24	0,02	7810815,8	7810815,8
14	0,96	1,04	89,91	84,68	1,89	0,01	7810815,8	7810815,8
15	1,35	0,74	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
16	1,37	0,73	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
17	1,38	0,73	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
18	1,38	0,72	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
19	1,38	0,72	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
20	1,39	0,72	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
21	1,39	0,72	89,91	84,68	0	0	7810815,8	7810815,8
22	2,62	0,38	89,91	86,29	0	1,6	7810815,8	7810815,8
23	2,63	0,38	89,92	86,38	0	0,1	7810815,8	7810815,8
24	2,64	0,38	89,92	86,88	0	0,5	7810815,8	7810815,8
25	2,64	0,38	89,92	87,1	0	0,22	7810815,8	7810815,8
26	2,64	0,38	89,92	87,59	0	0,49	7810815,8	7810815,8
27	2,64	0,38	89,92	87,9	0	0,31	7810815,8	7810815,8
28	2,65	0,38	89,92	88,08	0	0,18	7810815,8	7810815,8
29	3,09	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
30	3,09	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
31	3,1	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
32	3,1	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
33	3,1	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
34	3,1	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
35	3,1	0,32	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
36	4,16	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
37	4,16	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
38	4,16	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
39	4,16	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
40	4,17	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
41	4,17	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
42	4,17	0,24	89,92	88,08	0	0	7810815,8	7810815,8
43	4,69	0,21	91,27	88,08	1,35	0	7810815,8	7810815,8

Annexe 3.1 Modes propres de la structure pour atteindre 90% de participation modale

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	7,2	5,9	0	0	0,005	0,003
Noeud	3	3	3	3	3	3
Cas	7 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	1	3	1	14 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-2,3	-1,8	0	0	-0,003	-0,001
Noeud	3	3	3	3	3	3
Cas	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	1	9 (C) (CQC)	3	10 (C) (CQC)
Mode						

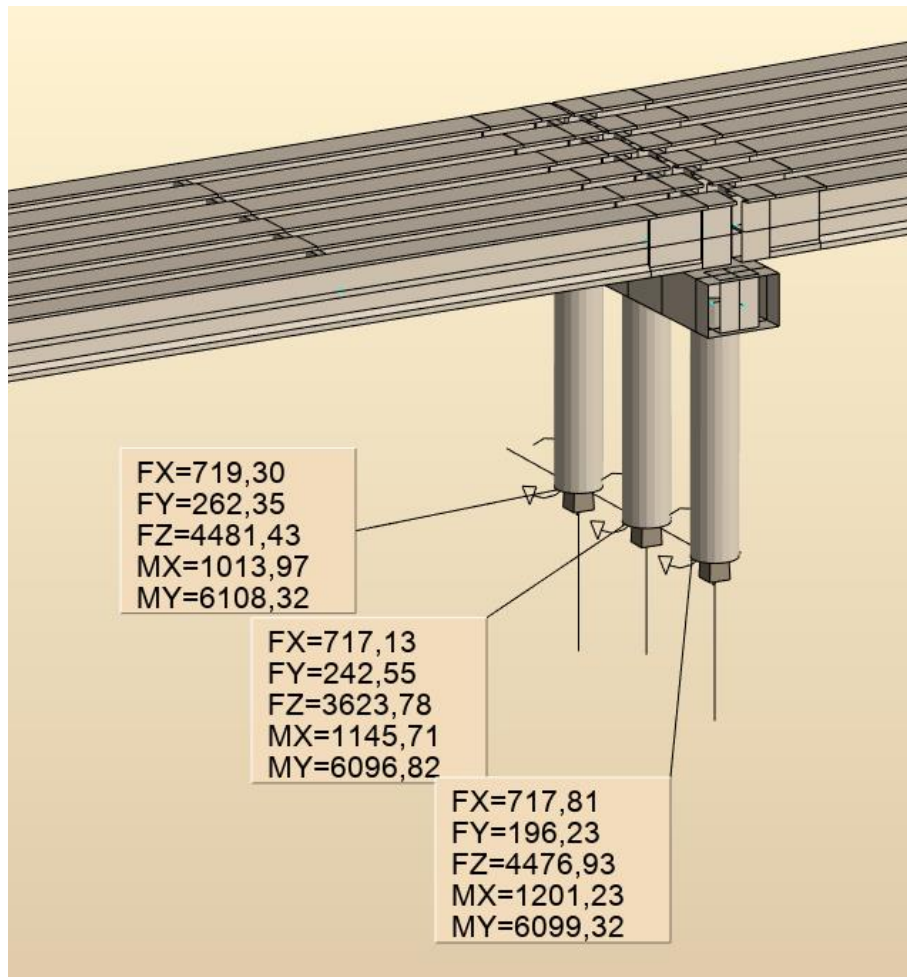
Annexe 3.2 Déplacement max au niveau de la culée 1

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	7,6	6,2	0	0,001	0,003	0,001
Noeud	160	160	160	160	160	160
Cas	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	1	1	3	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-1,2	-0,8	0	0	-0,005	0
Noeud	160	160	160	160	160	160
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	1	3	1	3
Mode						

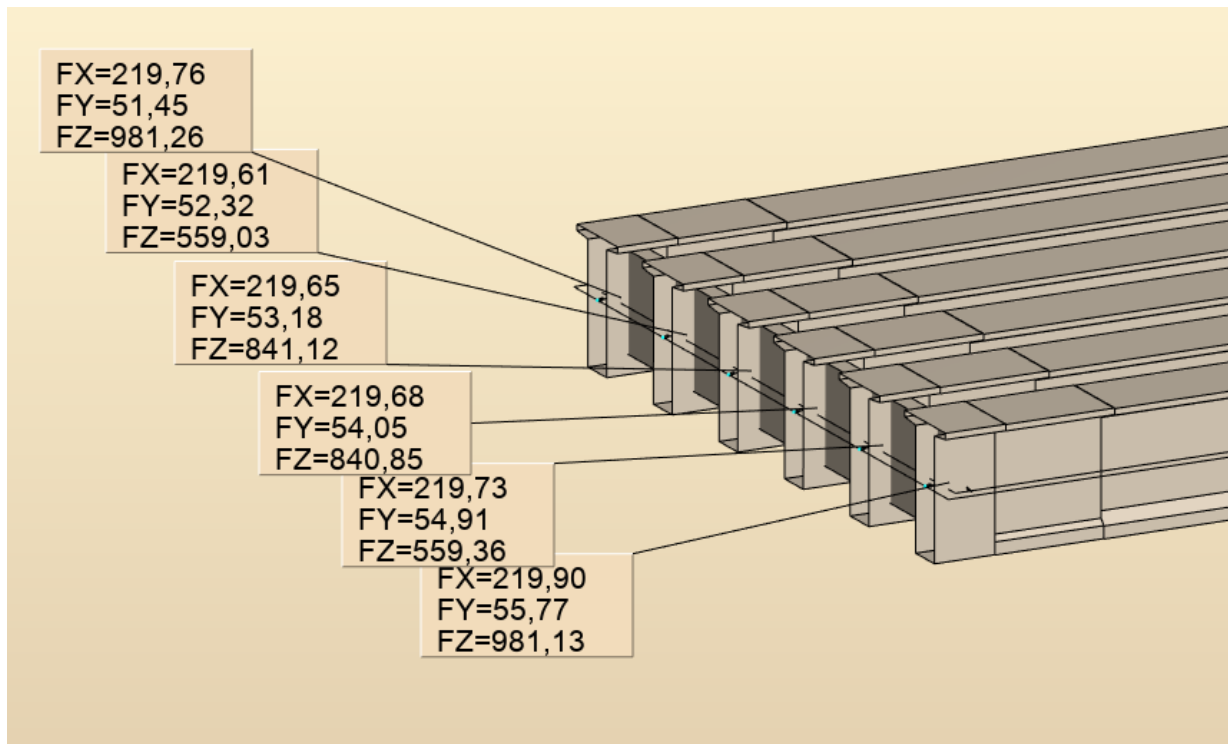
Annexe 3.3 Déplacement max au niveau de la culée 2

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	9,8	10,1	2,9	0,001	0,006	0,003
Noeud	78	505	574	512	63	402
Cas	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	3	3	1	14 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-2,5	-2,8	-5,9	-0,001	-0,006	-0,001
Noeud	93	502	550	524	40	50
Cas	15 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	1	3	1	3
Mode						

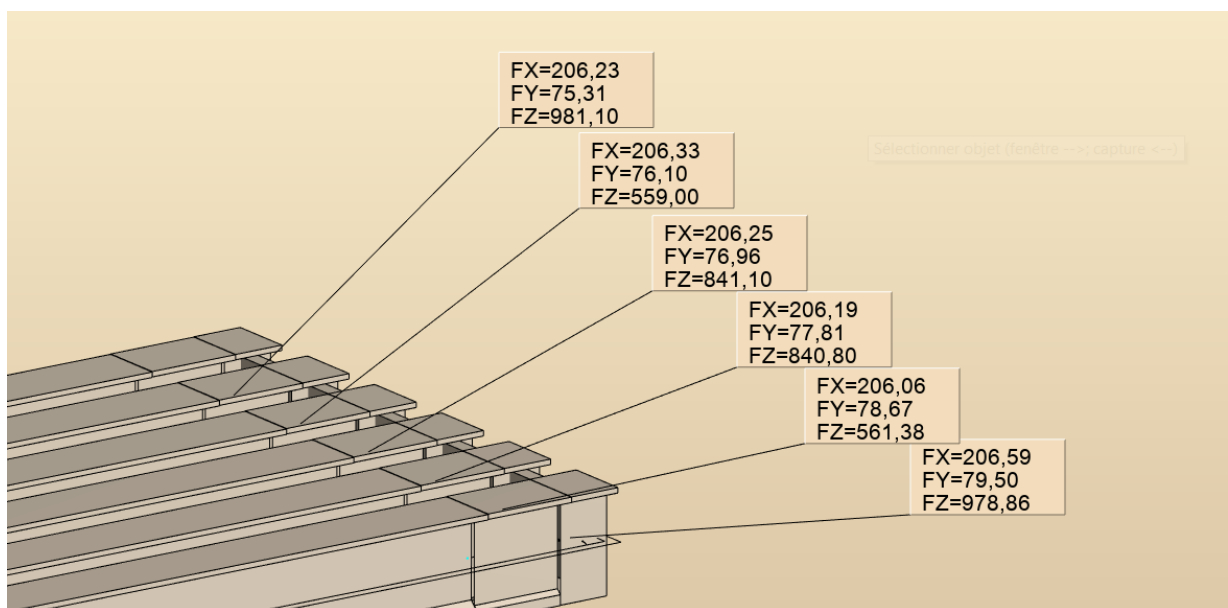
Annexe 3.4 Déplacement maximal de l'ouvrage



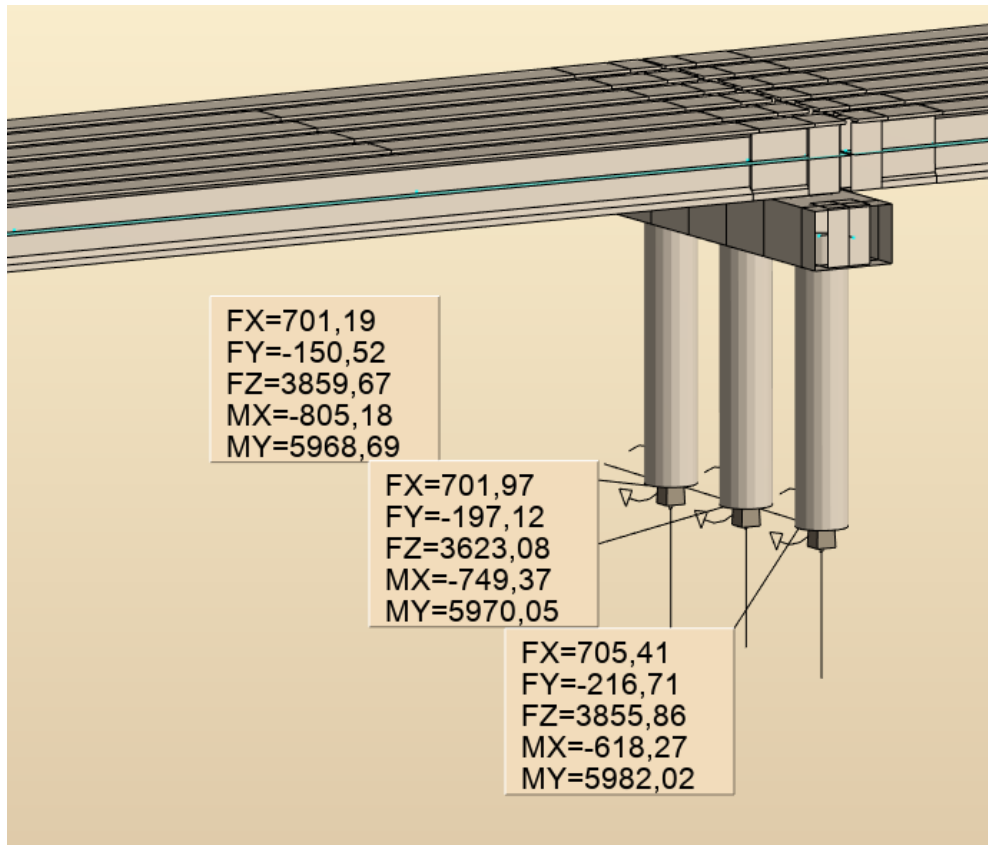
Annexe 3.5 Réaction à la base des fûts de la pile h=10m sous combinaison G+E1+0.4T+D



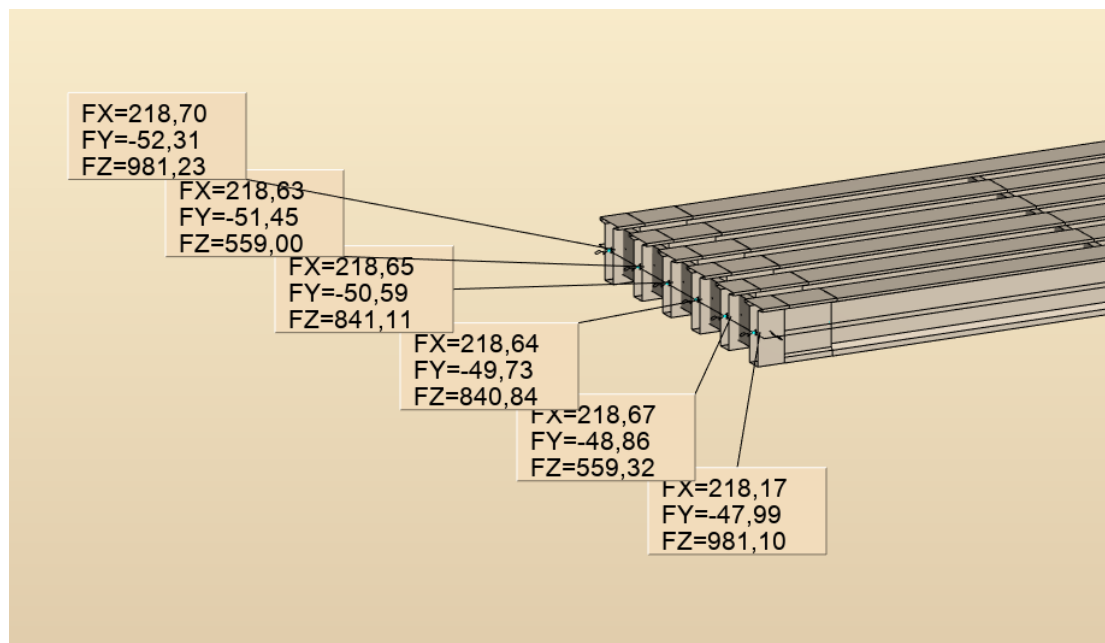
Annexe 3.6 Réaction culée 1 sous combinaison G+E1+0.4T+D



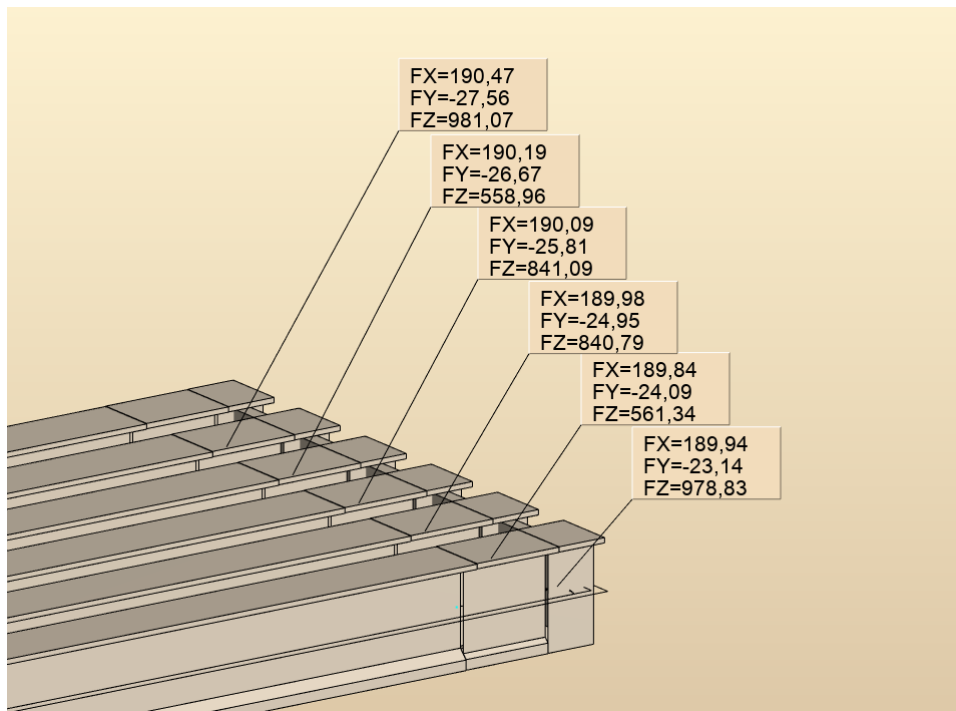
Annexe 3.7 Réaction culée 2 sous combinaison G+E1+0.4T+D



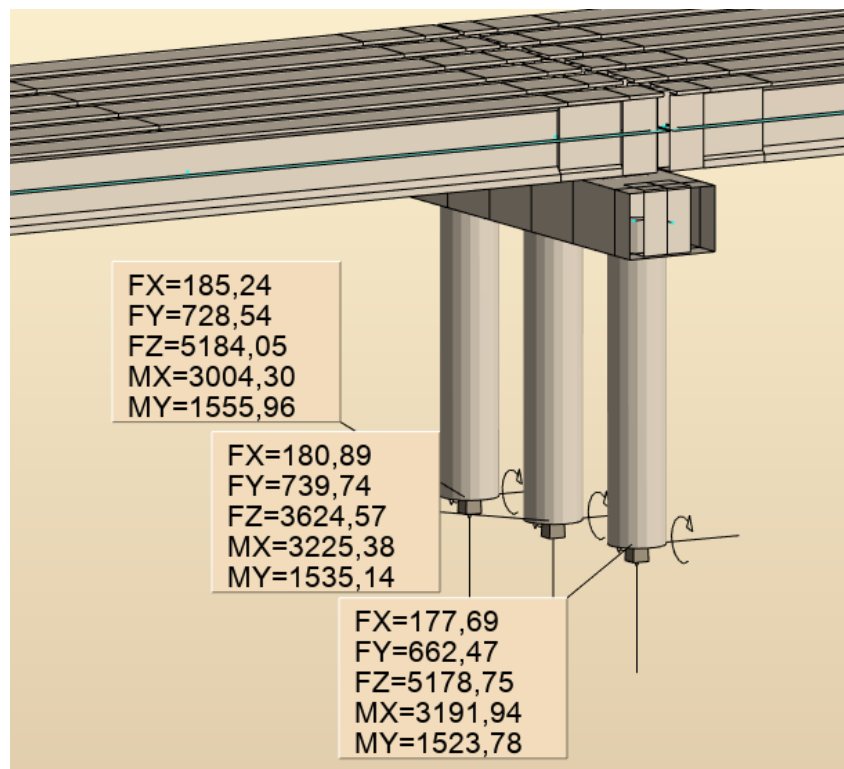
Annexe 3.8 Réaction à la base des fûts de la pile h=10m sous combinaison G+E1min+0.4T+D



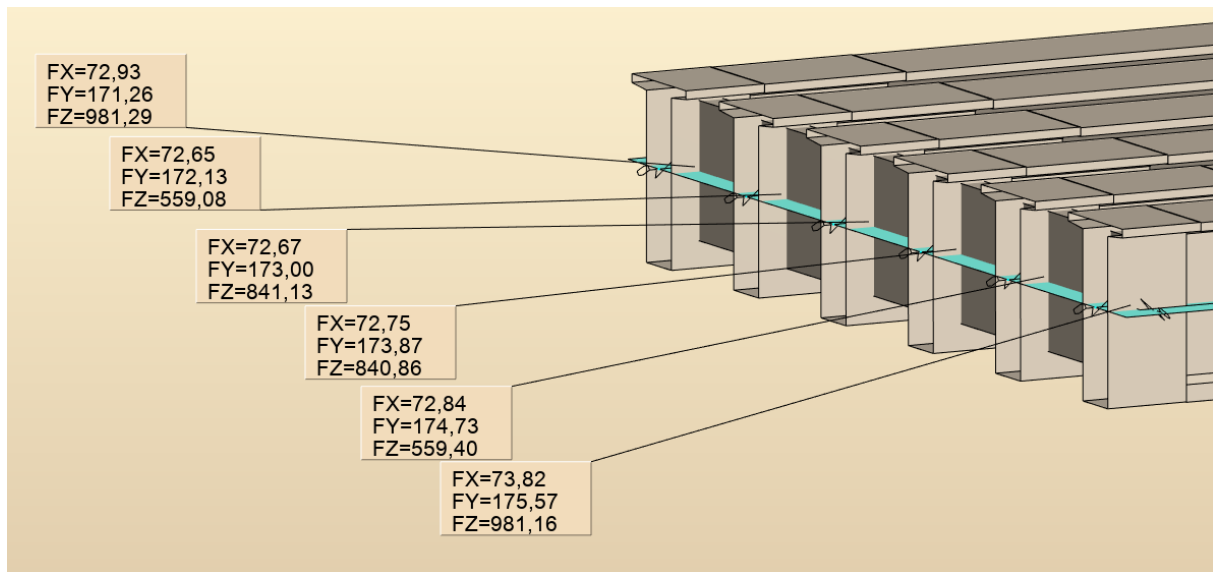
Annexe 3.9 Réaction culée 1 sous combinaison G+E1min+0.4T+D



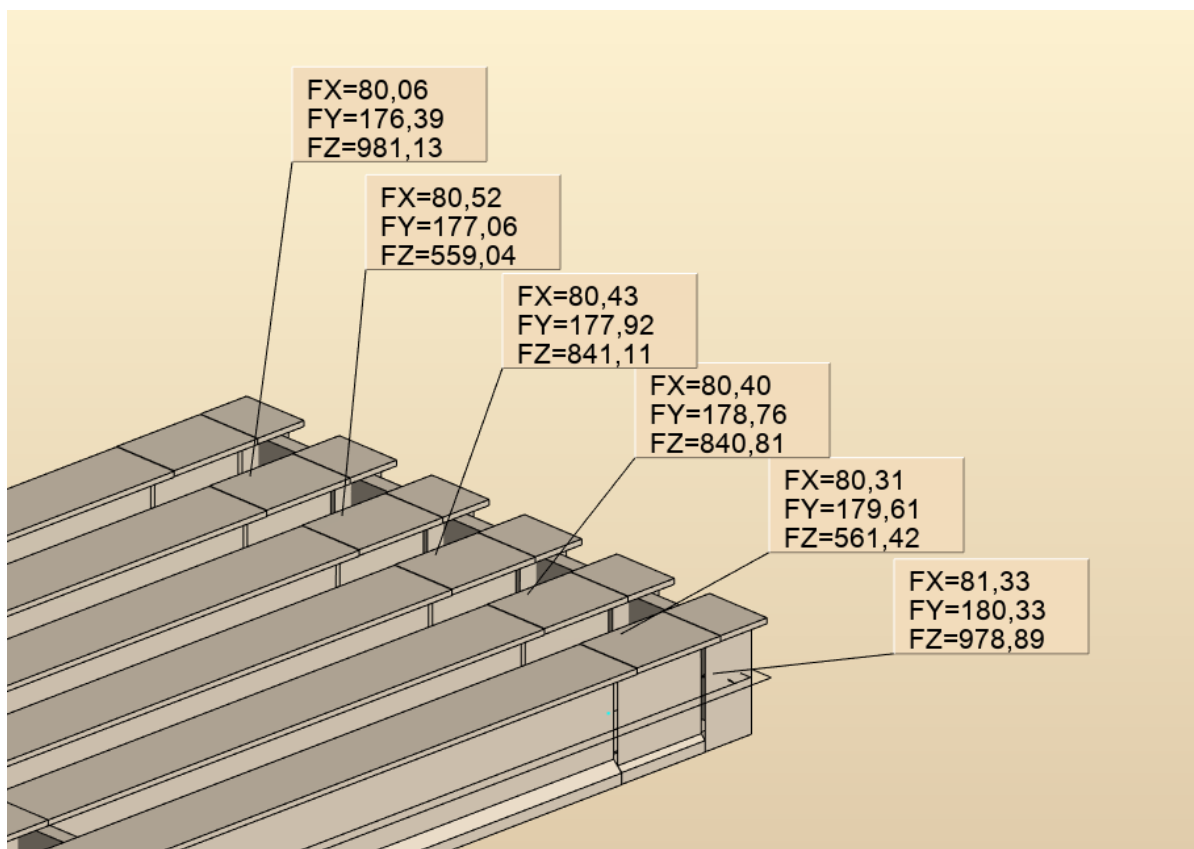
Annexe 3.10 Réaction culée 2 sous combinaison G+E1min+0.4T+D



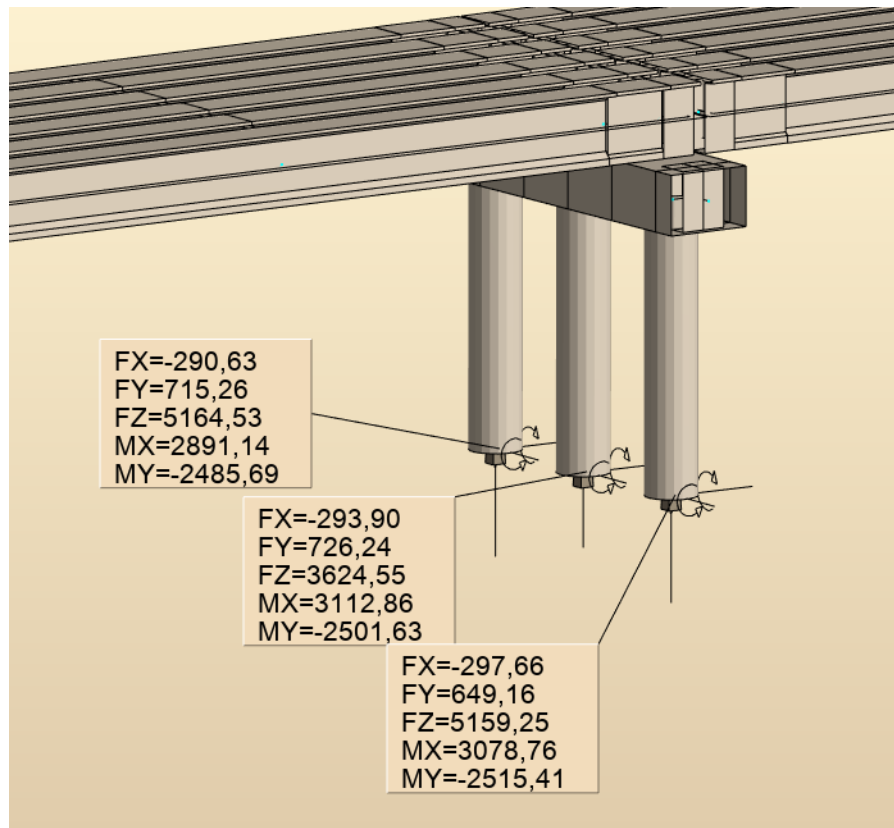
Annexe 3.11 Réaction à la base des fûts de la pile h=10m sous combinaison G+E2+0.4T+D



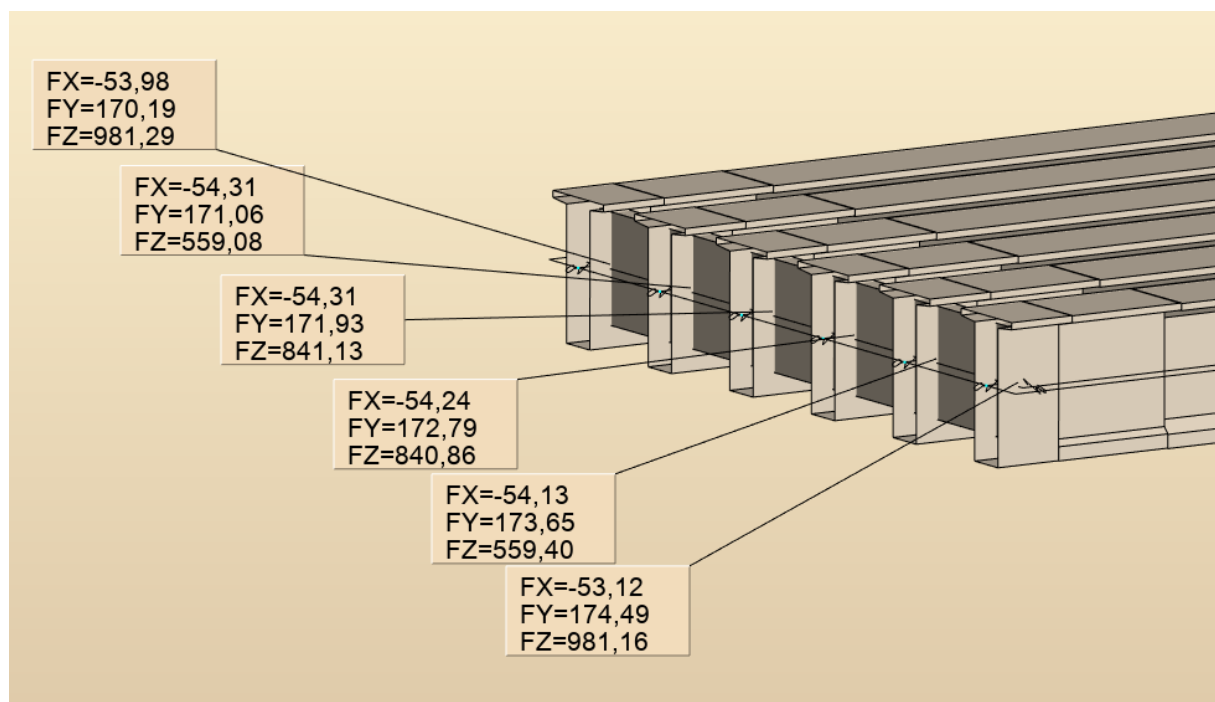
Annexe 3.12 Réaction culée 1 sous combinaison G+E2+0.4T+D



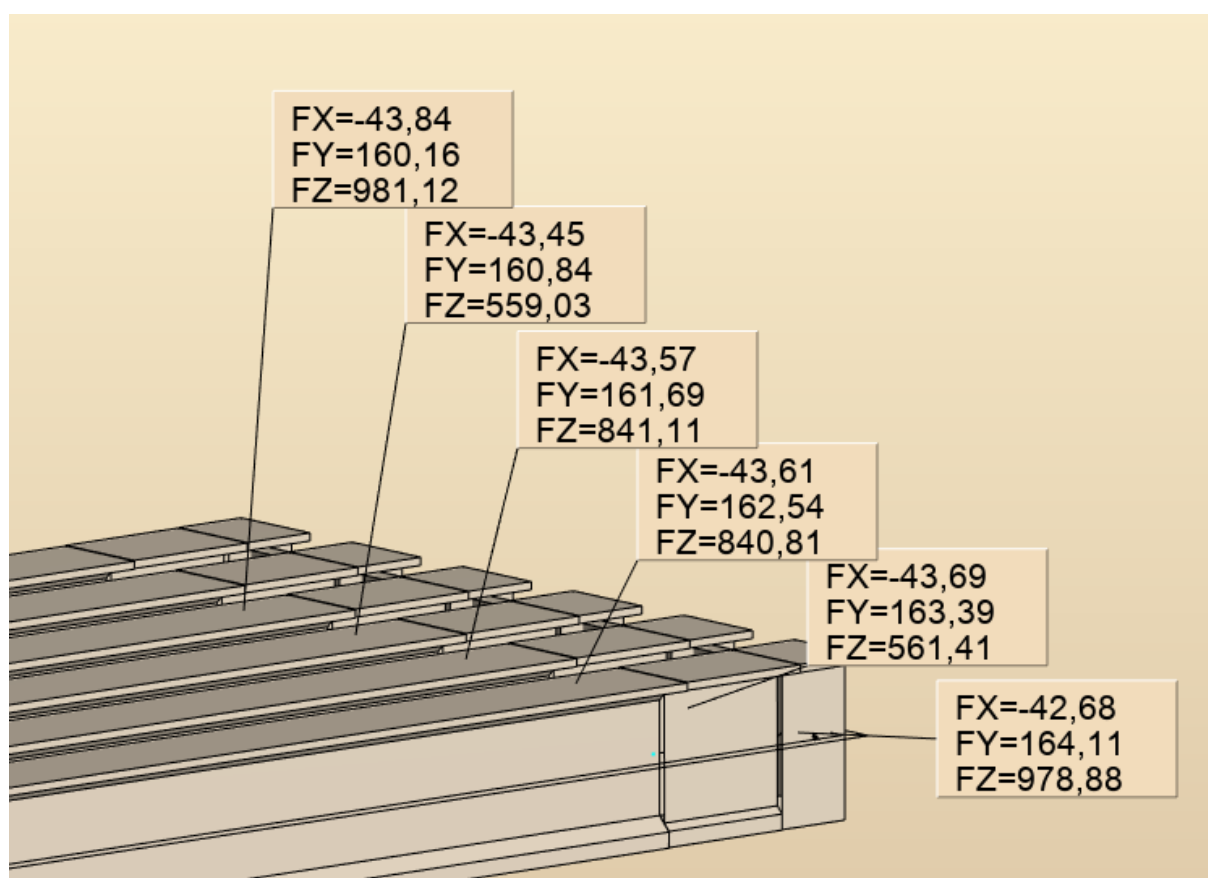
Annexe 3.13 Réaction culée 2 sous combinaison G+E2+0.4T+D



Annexe 3.14 Réaction à la base des fûts de la pile h=10m sous combinaison G+E2min+0.4T+D



Annexe 3.15 Réaction culée 1 sous combinaison G+E2min+0.4T+D



Annexe 3.16 Réaction culée 2 sous combinaison G+E2min+0.4T+D

Combinaison	N fut	Fx	Fy	Fz
G+E1+0.4T+D	Appui 1	219.76	51.45	981.26
	Appui 2	219.61	52.32	559.03
	Appui 3	219.65	53.18	841.12
	Appui 4	219.68	54.05	840.85
	Appui 5	219.73	54.91	559.36
	Appui 6	219.90	55.77	981.13
G+E1min+0.4T+D	Appui 1	218.70	-52.31	981.23
	Appui 2	218.63	-51.45	559.00
	Appui 3	218.65	-50.59	841.11
	Appui 4	218.64	-49.73	840.84
	Appui 5	218.67	-48.86	559.32
	Appui 6	218.19	-47.99	981.10
G+E2+0.4T+D	Appui 1	72.93	171.26	981.29
	Appui 2	72.65	172.13	559.08
	Appui 3	72.67	173.00	841.13
	Appui 4	72.75	173.87	840.86
	Appui 5	72.84	174.73	559.40
	Appui 6	73.82	175.57	980.16
G+E2min+0.4T+D	Appui 1	-53.98	170.19	981.29
	Appui 2	-54.31	171.06	559.08
	Appui 3	-54.31	171.93	841.13
	Appui 4	-54.24	172.79	840.86
	Appui 5	-54.13	173.65	559.40
	Appui 6	-53.12	174.49	981.16

Annexe 3.17 Récapitulatif de la culée 1

Comb	N fut	Fx	Fy	fz
G+E1+0.4T+D	Appui 1	206.23	75.31	981.10
	Appui 2	206.33	76.10	559.00
	Appui 3	206.25	76.96	841.10
	Appui 4	206.19	77.81	840.80
	Appui 5	206.06	78.67	561.38
	Appui 6	206.59	79.50	978.86
G+E1min+0.4T+D	Appui 1	190.47	-27.56	981.07
	Appui 2	190.19	-26.67	558.96
	Appui 3	190.09	-25.81	841.09
	Appui 4	189.98	-24.95	840.79
	Appui 5	189.84	-24.09	561.34
	Appui 6	189.94	-23.14	978.83
G+E2+0.4T+D	Appui 1	80.06	176.39	981.13
	Appui 2	80.52	177.06	559.04
	Appui 3	80.43	177.92	841.11
	Appui 4	80.40	178.76	840.81
	Appui 5	80.31	176.61	561.42
	Appui 6	81.33	180.33	978.89
G+E2min+0.4T+D	Appui 1	-43.84	160.16	981.12
	Appui 2	-43.45	160.84	559.03
	Appui 3	-43.57	161.69	841.11
	Appui 4	-43.61	162.54	840.81
	Appui 5	-43.69	163.39	561.41
	Appui 6	-42.68	164.11	978.88

Annexe 3.18 Récapitulatif de la culée 2



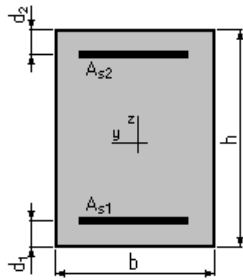
ANNEXE 4

CALCUL DE FERRAILLAGE



FERRAILLAGE DES ENTRETOISES DE RIVES**Calcul de Section en Flexion Simple
Nappe Inférieure****1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 35,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section: $b = 30,0$ (cm) $h = 170,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)**3. Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	341,63	0,00
Etat Limite de Service	253,06	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique

 $A_{s1} = 5,3$ (cm²)

Section théorique

 $A_{s2} = 0,0$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 5,3$ (cm²)théorique $\rho = 0,11$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)**Analyse par Cas:****Cas ELU** $M_{max} = 341,63$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,09 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 163,1$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,30$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 253,06$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,62

Position de l'axe neutre: $y = 26,9$ (cm)Bras de levier: $Z = 156,0$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23,4$ (MPa)Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 500,0$ (MPa)

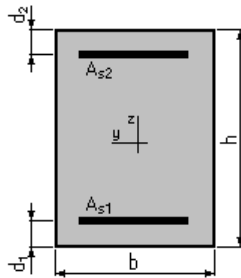
Calcul de Section en Flexion Simple Nappe supérieure

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 170,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-833,94	0,00
Etat Limite de Service	-617,73	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -833,94$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 160,6$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,71$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -617,73$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,47
 Position de l'axe neutre: $y = 38,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 152,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 340,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant Les cadres des entretoises de rive

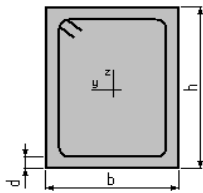
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1471,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3,0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 2,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: **2 Ø 12**

Espacement : **$S_t = 9,9$ (cm)** Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : **$S_{t,max} = 40,0$ (cm)** $5 + 13 \cdot 9$ (cm)

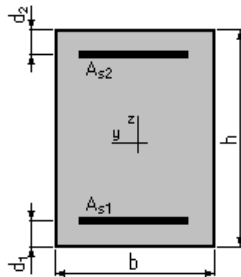
FERRAILLAGE DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

Calcul de Section en Flexion Simple

Nappe Inférieure

1. Hypothèses:Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section: $b = 30,0$ (cm) $h = 170,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)**3. Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1691,06	0,00
Etat Limite de Service	1252,63	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 25,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,50$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:**Cas ELU** $M_{max} = 1691,06$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 22,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 155,9$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,60$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 1252,63$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,47

Position de l'axe neutre: $y = 52,9$ (cm)Bras de levier: $Z = 147,4$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,7$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 340,7$ (MPa)Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

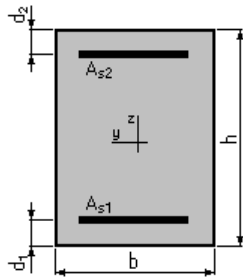
Calcul de Section en Flexion Simple Nappe supérieure

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 170,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-86,18	0,00
Etat Limite de Service	-63,84	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -86,18$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,32 Pivôt: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 163,1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,30$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -63,84$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,42

Position de l'axe neutre: $y = 26,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 156,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 5,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant Les cadres des entretoises intermédiaires

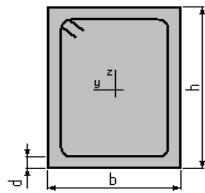
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	504,89	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 2,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

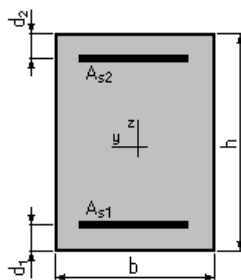
Cadres : **2 Ø 12**

Espacement : **$S_t = 40,0$ (cm)** Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : **$S_{t,max} = 40,0$ (cm)** $20 + 2 \cdot 40$ (cm)

FERRAILLAGE DU CHEVETRE**Armatures longitudinales :****Sur appuis****Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

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

2. Section:

$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1772,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

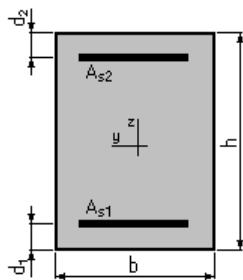
Section théorique	$A_{s1} = 45,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 41,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,11 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 1772,95$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 27,4 \text{ (cm)}$			
Bras de levier:	$Z = 155,9 \text{ (cm)}$			
Contrainte maxi du béton: σ_b	$= 1,4 \text{ (MPa)}$			
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$			
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 19,6 \text{ (MPa)}$			
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$			

Sur mi- travée :**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 30,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section: $b = 250,0$ (cm) $h = 170,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)**3. Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	764,85	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 41,3$ (cm²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 41,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

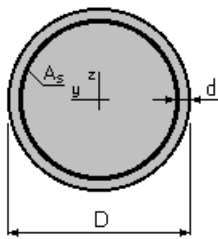
Analyse par Cas:**Cas ELS** $M_{max} = 764,85$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,11

Position de l'axe neutre: $y = 26,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 156,3$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 8,5$ (MPa)Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

FERRAILLAGE DES FÔTS**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (armatures longitudinales)****1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 30,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section: $D = 150,0$ (cm) $d = 5,0$ (cm)**3. Efforts appliqués:**

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	4547,98	2101,20	0,00
2.	ELU	5366,01	2498,18	0,00
3.	ELA	4481,43	6108,32	1013,97

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_s = 176,7$ (cm²)Section minimum $A_{s\min} = 176,7$ (cm²)Section maximum $A_{s\max} = 883,6$ (cm²)théorique $\rho = 1,00$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 4547,98 (kN)** **M_y = 2101,20 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,18

Position de l'axe neutre: $y = 93,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 106,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 68,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 116,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 5366,01 (kN)** **M_y = 2498,18 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 92,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 101,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,95$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 389,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 4481,43 (kN)** **M_y = 6108,32 (kN*m)** **M_z = 1013,97 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,19 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 49,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 121,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6,84$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant (zone critique)

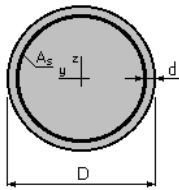
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 50,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	213,52	5366,01
2.	ELA	739,74	3624,57

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 4,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: **2 Ø 16**

Espacement : **$S_t = 5,6$ (cm)**

Espacement maximum : **$S_{t,max} = 12,5$ (cm)**

Calcul de Section à l'effort Tranchant (zone courante)

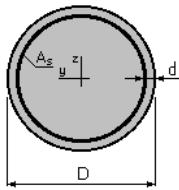
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 50,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	213,52	5366,01
2.	ELA	739,74	3624,57

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 4,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 6,5$ (cm)

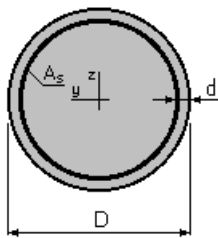
Espacement maximum : $S_{t,max} = 25,0$ (cm)

FERRAILLAGE DES PIEUX

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (armatures longitudinales)

1. Hypothèses:**Béton:** $f_{c28} = 30,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section: $D = 120,0$ (cm) $d = 10,0$ (cm)**3. Efforts appliqués:**

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	2766,61	238,55	0,00
2.	ELU	3643,49	324,42	0,00
3.	ELA	2960,60	989,26	310,42

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_s = 176,7$ (cm²)Section minimum $A_{s_{min}} = 176,7$ (cm²)Section maximum $A_{s_{max}} = 883,6$ (cm²)théorique $\rho = 1,00$ (%)minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2766,61 (kN)** **M_y = 238,55 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 9,17

Position de l'axe neutre: $y = 248,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 72,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 28,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

Cas N° 2: Type ELU **N = 3643,49 (kN)** **M_y = 324,42 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8,44 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 158,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 71,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,36$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 2960,60 (kN)** **M_y = 989,26 (kN*m)** **M_z = 310,42 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7,81 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 101,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 93,4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,33$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 266,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR

Calcul de Section en Flexion Simple

Mur en retour moment suivant x-x

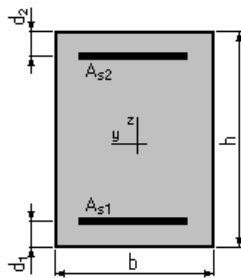
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	679,25	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 47,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,73$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{max} = 679,25$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 24,2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 56,9$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9,9$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 250,0$	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier:				
	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple Mur en retour moment suivant y-y

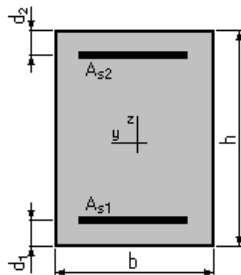
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	134,28	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s min} = 6,7$ (cm²)

théorique $\rho = 0,14$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 134,28$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 61,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 19,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

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

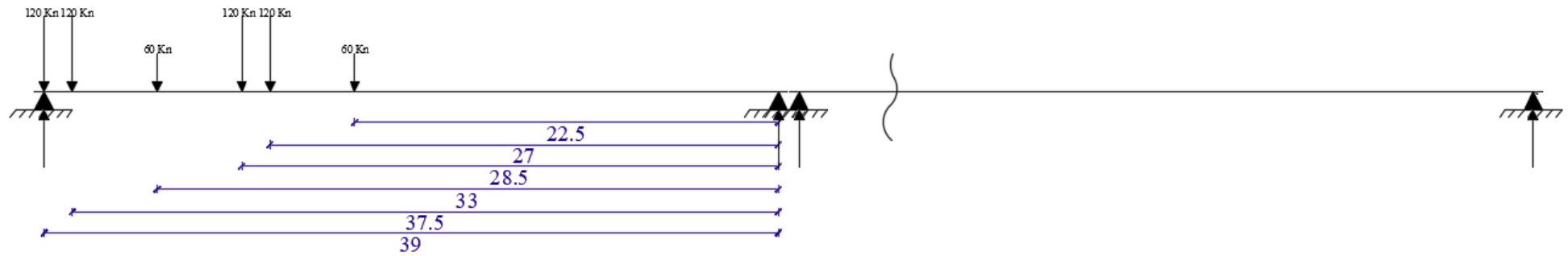


ANNEXE 5

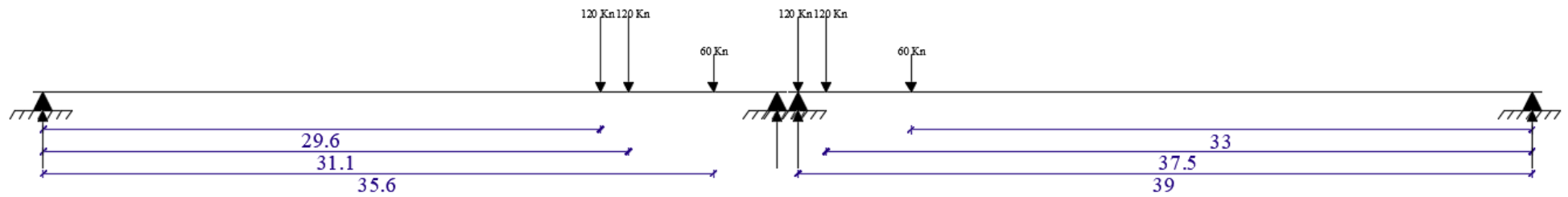
AUTRES



ANNEXE 5 : AUTRES



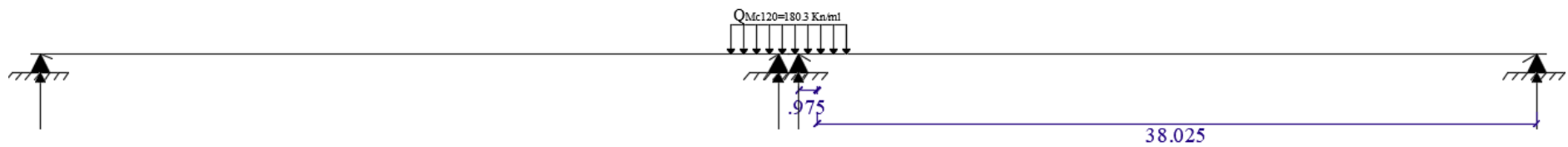
Annexe 5.1 Disposition de Bc pour une réaction maximale sur culée



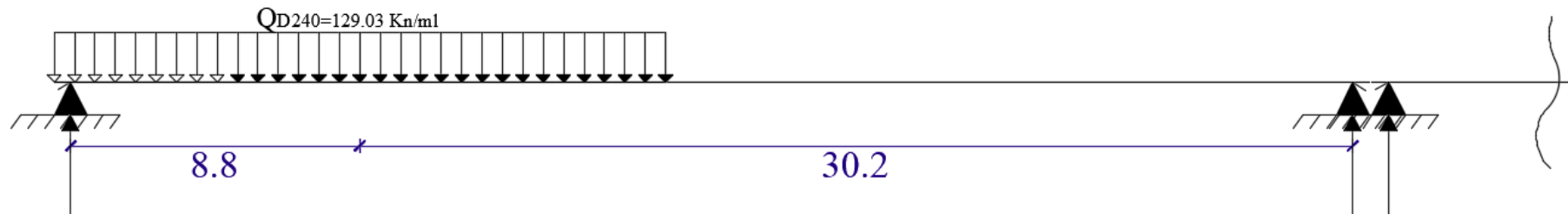
Annexe 5.2 Disposition de Bc pour une réaction maximale sur pile



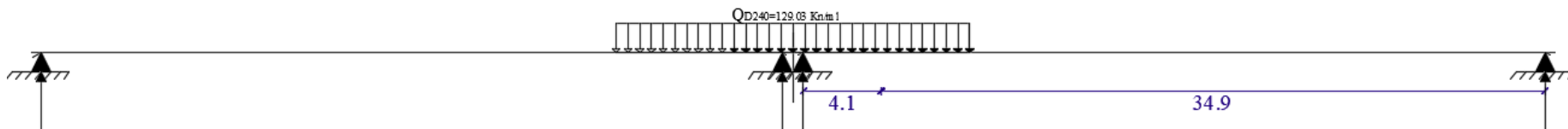
Annexe 5.3 Disposition de Mc120 pour une réaction maximale sur culée



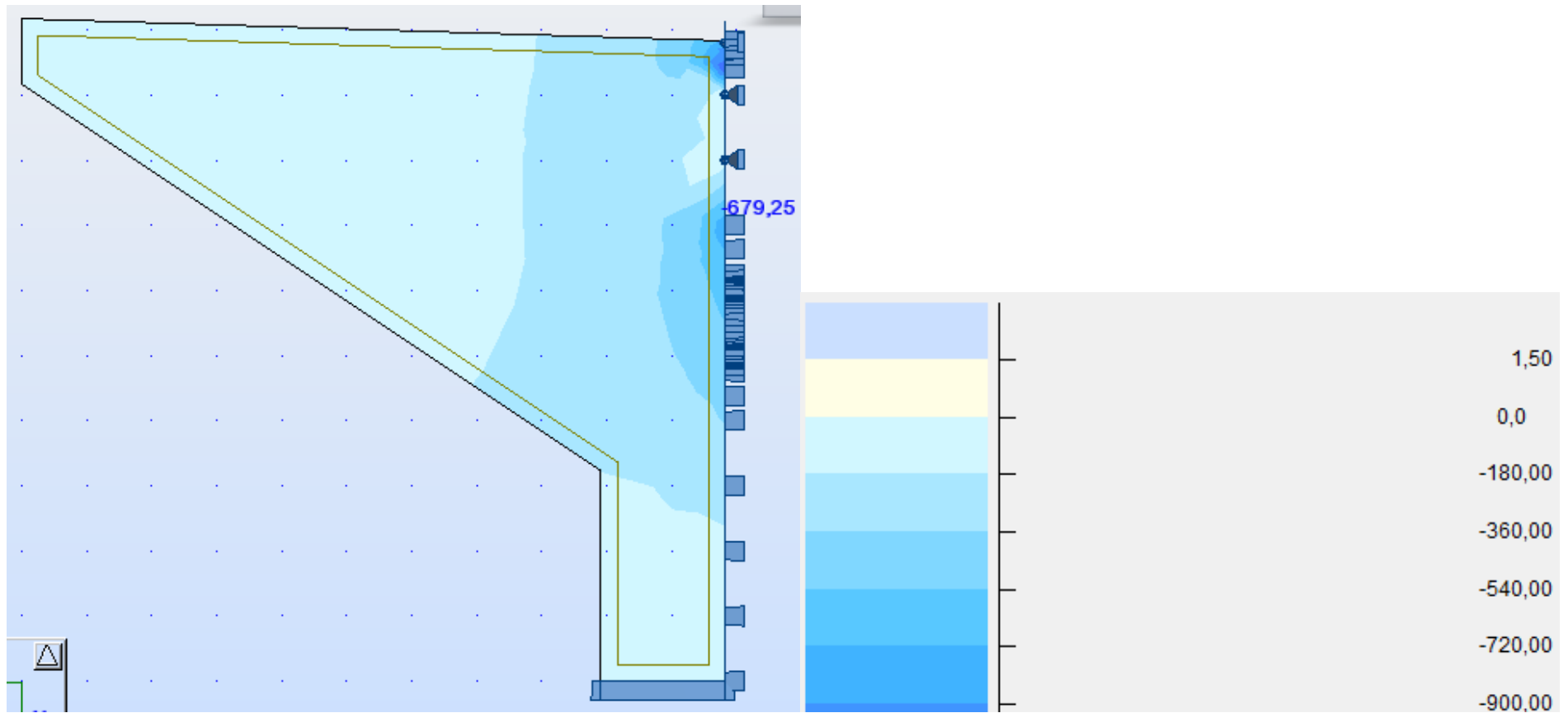
Annexe 5.4 Disposition de Mc120 pour une réaction maximale sur pile



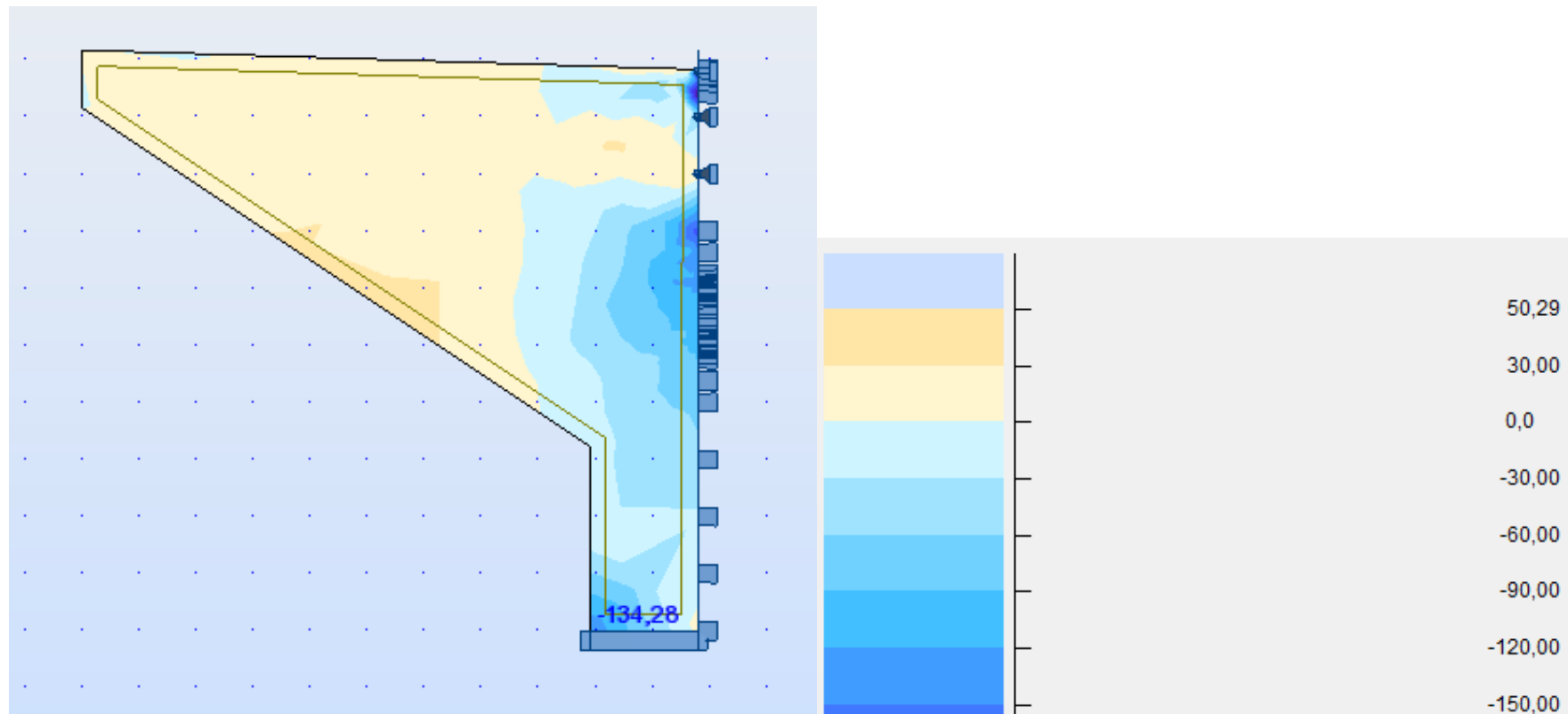
Annexe 5.5 Disposition de D240 pour une réaction maximale sur culée



Annexe 5.6 Disposition de D240 pour une réaction maximale sur pile



Annexe 5.7 Moments agissant sur le mur en retour dans le sens x-x



Annexe 5.8 Moments agissant sur le mur en retour dans le sens y-y