République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED DESSENE AU PK 27+193 POUR LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

ZOUAOUI AICHA

Encadré par :

Mr BENAISSA ABOUSOFIANE

Mr BENREDOUANE MUSTAPHA

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT

*Le plus grand merci revient à mon **DIEU** le tout puissant, clément et miséricordieux, de m'avoir guidé vers le droit chemin et qui m'a donné la force, la motivation, le courage et la patience pour accomplir cet humble travail.*

*En ce qui concerne ce travail je remercie monsieur **BENAISSA ABOUSOFIANE** mon encadreur et monsieur **BENREDOUANE MUSTAPHA** mon Co-encadreur, de m'avoir assisté.*

*Je tiens à exprimer toute mes reconnaissances et mon sincère remerciement et ma gratitude à monsieur **MERZOUGUI BILEL** pour sa patience, sa disponibilité et surtout de m'avoir orienté le long de la réalisation de ce travail.*

Je Souhaite aussi exprimer, mes remerciements à mes professeurs de l'ENSTP De l'école préparatoire science et technique Alger et de primaire, CEM, Lycée Qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre Formation de qualité le long de notre cursus, sans oublier les membres du jury de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir examiné mon modeste travail.

*Enfin un grand merci à mes **CHERS PARENTS**, pour leurs soutiens morals et matériels, aussi pour leurs encouragements dans mes moments de désespoirs et à mes familles et à tous mes amis.*

Merci

Dédicace

En cette heureuse occasion, j'aimerai exprimer tout mon amour et ma gratitude à ma source de soutien et de force, mon héro dans cette vie, qui a consacré toute sa vie pour que rien ne me manque, merci à mon papa chéri SAID, qui sans lui jamais je ne serai là où je suis aujourd'hui ; J'aimerai aussi exploiter cette occasion pour dire à ma mère qu'elle est mon exemple Dans cette vie, avec sa patience, sa force et son courage. Ma douce maman NOURA, mon héroïne qui m'a toujours épaulé et encouragé dans tous mes moments de désespoirs, ma source de joie que j'aime : MERCI ; mes amours je vous dédie ce modeste travail.

Je remercie aussi mes très chers frères, mes sœurs, toute ma famille et mes meilleurs amis

Je dédie ce travail à mes adorables grandes mères : KHIRA et FATMA
En fin, je dédie ce travail à ma sœur de cœur que la vie m'a offerte et avec qui j'ai passé d'inoubliables moments : à Khira.

AICHA

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تحقيق تصميم ودراسة جسر، لربط ميناء بجاية بالطريق السريع شرق غرب.
الهيكل عبارة عن جسر طوله 140 مترًا مع 4 اجزاء مستقلة طولها 35 مترًا وعرضها 16,25 مترًا، ويستقر السطح على خمسة ركائز وسطية وطرفية.

يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملاءمة. وفي الجزء الثاني، نبدأ البنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الإجهاد، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية.

ABSTRACT

The purpose of this work is to realize the design and study of a road bridge at PK + 193, for the motorway link connecting the port of Bejaia to the East-West highway. The structure is a 140 m long with 4 independent post-tensioned beams with 35 m long and 16,25 m wide, the deck resting on five supports (three piers and two abutments).

The work presented has two main parts, the first, describes the project site, its different data and the design of the variants whose choice is the most advantageous, the second part consists of studying the elements constituting the work, we start from the superstructure, the study of the deck, which is carried out with calculation software, then comes the infrastructure which consists of sizing the supports (abutments, piers) and checking their stability.

Keywords : Design, Bridge, Prestressed, Post-tension, Apron, Beam. Pier, Abutment.

RESUME

Le but de ce travail est de réaliser la conception et l'étude d'un pont routier au PK+193 pour la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest.

L'ouvrage est un viaduc de 140 m de longueur avec 4 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 35 m de long, et une largeur de 16,25 m, le tablier repose sur cinq appuis (trois piles et deux culées).

Le travail présenté comporte deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage, on commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, ensuite on vient l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces derniers.

Mots clés : Conception, Pont, post-tension, tablier, poutre. Pile, Culée.

LISTE DES ABREVIATONS

PK : Point Kilométrique.

BAU : Bande d'arrêt d'urgence.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

12T15 : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CCP : Complément des charges permanentes.

BB : béton bitumineux.

MGG : Mur gade grève.

MF : mur frontal.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I
Figure I.1 Classement des dommages les plus représentatifs dans les ponts concernant la pile 4
Figure I.2 Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobé en 1995 5
Figure I.3 Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994 6
Figure I.4 Rupture par cisaillement d'une pile de pont-Shizunai Bridge 6
Figure I.5 Rupture du type flexion cisaillement du viaduc de Hanshin, lors de séisme de Kob 7
Figure I.6 Déformations inélastique d'une pile.....8
Figure I.7 Exemple de boucles d'hystérésis 8
Figure I.8 Dissipation d'énergie par hystérésis.....9
Figure I.9 Zone critique 10
Figure I.10 Moments de dimensionnement en capacité 11
Figure I.11 Courbe contrainte déformation du béton 12
Figure I.12 Courbe cyclique de l'acier 13
Figure I.13 Evolution de la dégradation de la rigidité d'une colonne en BA soumise à une charge latérale cyclique 14
Figure I.14 Evolution du pincement d'un élément d'une colonne en BA soumise à une charge latérale cyclique.....14
Figure I.15 Évolution de la détérioration cyclique de la résistance des éléments de poteaux en béton armé soumis à des charges latérales cyclique.....15
Figure I.16 La courbe Backbone (Ibarra, 2005).....16
Figure I.17 Essais pour déterminer le comportement d'une pile de pont en béton armé sous une sollicitation sismique.....16
CHAPITRE Ⅱ
Figure II.1 Situation de l'ouvrage dans la carte de la région 17
Figure II.2 Vue en plan.....18
Figure II.3 Profil en long 18
Figure II.4 Profil en travers type 19
Figure II.5La topographie du site.....19
Figure II.6 Carte des zones sismiques de l'Algérie.....21
CHAPITRE Ⅲ
Figure III.1 Vue en plan.....23
Figure III.2 Profil en long de l'ouvrage hydraulique 23
Figure III.3 Coupe longitudinale de la variante VIPP 24
Figure III.4 Présentation des différentes sections transversale de la poutre 26
Figure III.5 Coupe transversale sur le tablier à mi- travée 26
Figure III.6 Coupe longitudinale de la 3ème variante 27
Figure III.7 Présentation des différentes sections transversale de la poutre 29
Figure III.8 Coupe transversale de la 3ème variante 29
Figure III.9 Profil d'entretoise 29
CHAPITRE Ⅳ
Figure IV.1 diagramme de calcul du béton « PARABOLE-RECTANGLE » 33
CHAPITRE Ⅴ
Figure V.1 Dimensions de la dalle 37
Figure V.2 Dimensions de la section de la poutre à mi-travée 38

Figure V.3 La section de la poutre à mi-travée + hourdis 39
Figure V.4 Dimensions de la section de la poutre médiane.....40
Figure V.5 La section de la poutre médiane + hourdis.....41
Figure V.6 Dimensions de la section de la poutre à l'about 42
Figure V.7 La section de la poutre à l'about + hourdis 43
Figure V.8 Équipements du pont.....45

CHAPITRE Ⅵ

Figure VI.1 la poutre en 3D 46
Figure VI.2 les longueurs des différentes sections de la poutre.....46
Figure VI.3 Les sollicitations dues au poids propre.....48
Figure VI.4 La largeur chargeable selon RCPR.....49
Figure VI.5 Positionnement du surcharge A1(L) pour des sollicitations max 50
Figure VI.6 Positionnement du surcharge A2(L) pour des sollicitations max 51
Figure VI.7 Positionnement du surcharge A3(L) pour des sollicitations max 51
Figure VI.8 Système Bc longitudinalement.....52
Figure VI.9 Système Bc transversalement.....52
Figure VI.10 Répartition de la charge Bc en plan.....52
Figure VI.11 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant 54
Figure VI.12 Positionnement de la résultante des charges selon Barrés 54
Figure VI.13 Système Bt 55
Figure VI.14 Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt 56
Figure VI.15 Positionnement de deux tandems de la charge Bt 56
Figure VI.16 Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.....57
Figure VI.17 Système Br 57
Figure VI.18 Convoi Mc120.....58
Figure VI.19 Espace d'impact du convoi Mc120 58
Figure VI.20 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max 59
Figure VI.21 Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....59
Figure VI.22 Convoi D240 longitudinalement 59
Figure VI.23 Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.....60
Figure VI.24 Positionnement du convoi D240 pour un moment max 60
Figure VI.25 Positionnement de la surcharge d'un seul trottoir pour un moment max 61
Figure VI.26 Les sollicitations dues au poids propre à L/4 61
Figure VI.27 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant à L/4 62
Figure VI.28 Positionnement de la charge Bc pour le calcul du moment fléchissant à L/4.....63
Figure VI.29 Positionnement d'un seul tandem à L/4.....64
Figure VI.30 Positionnement de la résultante des charges d'un seul tandem à L/4.....64
Figure VI.31 Positionnement de la charge Br à L/4.....65
Figure VI.32 Positionnement de la charge Mc120 à L/4.....65
Figure VI.33 Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment à L/4.....65
Figure VI.34 Positionnement de la charge D240 à L/4 66
Figure VI.35 Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment à L/4.....66
Figure VI.36 Positionnement de la surcharge d'un seul trottoir pour un moment max à L/4 ..66

CHAPITRE Ⅶ

Figure VII.1 Position des poutres transversalement.....69
Figure VII.2 Calcul de Kαmoy cas d'un effort concentré 76
Figure VII.3 Calcul de Kαmoy cas d'un effort réparti 76

Figure VII.4 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc 76
Figure VII.5 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.....77
Figure VII.6 Modélisation du tablier sur robot.....85
Figure VII.7 Moment maximal à ELS.....86
Figure VII.8 Moment maximal à ELU 86
Figure VII.9 . Effort tranchant maximal à ELS 86
Figure VII.10 Effort tranchant maximal à ELU.....87
CHAPITRE Ⅷ
Figure VIII.1 Des cas définissant le principe de la précontrainte pour une poutre.....88
Figure VIII.2 Toron de sept fils 92
Figure VIII.3 Câble de 12 torons et de diamètre 15,2 mm 92
Figure VIII.4 Positions des câbles dans la section d'about 97
Figure VIII.5 Positions des câbles dans la section médiane 98
Figure VIII.6 Les angles de relevage 102
Figure VIII.7 Les trajectoires des câbles 102
Figure VIII.8 Diagramme de contraintes de la section poutre + l'hourdis.....122
Figure VIII.9 La partie tendue du béton.....123
Figure VIII.10 La table de compression chargée 124
Figure VIII.11 Les différentes zones d'about 125
Figure VIII.12 Les dimensions du prisme 125
Figure VIII.13 Ferraillage final de la poutre.....128
CHAPITRE Ⅸ
Figure IX.1 Diagramme du moment de précontrainte.....130
CHAPITRE Ⅹ
Figure X.1 Moments obtenues pour la flexion longitudinale vis-à-vis ELU.....134
Figure X.2 Moments obtenues pour la flexion transversale vis-à-vis ELU.....135
Figure X.3 Dimensions de la bande à ferrailler 135
Figure X.4 Ferraillage de la fibre inferieure dans le sens longitudinal 136
Figure X.5 Ferraillage de la fibre supérieure dans le sens longitudinal 137
Figure X.6 Ferraillage de la fibre inferieure dans le sens transversal 138
Figure X.7 Ferraillage de la fibre supérieure dans le sens transversal 140
Figure X.8 Ferraillage de l'hourdis 140
CHAPITRE Ⅺ
Figure XI.1 Dimensions de l'appareil d'appui.....144
Figure XI.2 Dimensions du dé d'appui 147
Figure XI.3 Ferraillage du dé d'appui 149
Figure XI.4 Dimension des éléments du joint de chaussé Wd60.....150
Figure XI.5 Coupe transversal du joint 151
CHAPITRE Ⅻ
Figure XII.1 Dimensions de la culée.....153
Figure XII.2 Poussée de la charge locale située en arrière du mur 158
Figure XII.3 Ferraillage de mur garde grève 160
Figure XII.4 Ferraillage de la dalle de transition sur 1 ml.....162
Figure XII.5 Ferraillage de corbeau sur 1 ml.....164
Figure XII.6 Ferraillage du mur frontal sur 1 ml 165
Figure XII.7 Les charges concentrées appliquées.....166
Figure XII.8 Ferraillage de mur en retour (dos).....168

Figure XII.9 Ferraillage de la semelle 171
Figure XII.10 Diagramme du moment en fonction de la profondeur 173
Figure XII.11 Abaque de Walther 174
Figure XII.12 Ferraillage de pieu 174
Figure XII.13 Dimensions de la pile 176
Figure XII.14 Répartition de surcharge A(l) sur une travée 176
Figure XII.15 Répartition de surcharge A(l) sur deux travées 177
Figure XII.16 Surcharge Bc sur une travée 177
Figure XII.17 Surcharge Bc sur deux travées 178
Figure XII.18 Surcharge Mc120 sur une travée 178
Figure XII.19 Surcharge Mc120 sur deux travées 179
Figure XII.20 Surcharge D240 sur une travée 179
Figure XII.21 Surcharge D240 sur deux travées 179
Figure XII.22 Diagramme des moments de chevêtre (ELU) 181
Figure XII.23 Diagramme des efforts tranchants de chevêtre (ELU) 181
Figure XII.24 Diagramme des moments de chevêtre (ELS) 181
Figure XII.25 Diagramme des efforts tranchants de chevêtre (ELS) 181
Figure XII.26 Disposition des armatures du chevêtre 183
Figure XII.27 Dimensions de la section considérée en torsion 185
Figure XII.28 Ferraillage de de chevêtre 186
Figure XII.29 Ferraillage de fût 189
Figure XII.30 Application de la méthode des bielles 191
Figure XII.31 Ferraillage de la semelle 192
Figure XII.32 Diagramme du moment en fonction de la profondeur 194
Figure XII.33 Ferraillage de pieu 195

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II
Tableau II.1 Les coefficients d'accélération sismique 20
CHAPITRE Ⅲ
Tableau III.1 Analyse multicritère des variantes proposées 30
CHAPITRE Ⅳ
Tableau IV.1 formules de résistance en compression à j jours 32
Tableau IV.2 Caractéristiques du béton pour chaque élément du pont 33
Tableau IV.3 Caractéristiques des aciers 35
CHAPITRE Ⅴ
Tableau V.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée 38
Tableau V.2 Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis à mi-travée 39
Tableau V.3 Caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane 40
Tableau V.4 Caractéristiques géométriques de la section médiane + hourdis 41
Tableau V.5 Caractéristiques géométriques de la section d'about 42
Tableau V.6 Caractéristiques géométriques de la section d'about + hourdis 42
CHAPITRE Ⅵ
Tableau VI.1 Le poids total du tablier 48
Tableau VI.2 Classe du pont 49
Tableau VI.3 Coefficient a1 49
Tableau VI.4 Valeurs de V0 50
Tableau VI.5 Valeurs de bc 53
Tableau VI.6 Valeurs de bt 55
Tableau VI.7 L'effort de freinage au système de charge A 61
Tableau VI.8 Récapitulation des sollicitations maximums dus aux charges et surcharges 67
CHAPITRE Ⅶ
Tableau VII.1 Valeur de K0 pour θ=1,30 73
Tableau VII.2Valeur de K1 pour θ=1,30 73
Tableau VII.3 Valeur de K0 pour θ=1,40 73
Tableau VII.4 Valeur de K1 pour θ=1,40 73
Tableau VII.5 Valeur de K0 pour θ=1,306 74
Tableau VII.6 Valeur de K1 pour θ=1,306 74
Tableau VII.7 Valeur de K0,396 pour θ=1,306 74
Tableau VII.8 Valeur de K0,396 en position réelle 75
Tableau VII.9 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2 78
Tableau VII.10 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/4 79
Tableau VII.11 Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 80
Tableau VII.12 Valeur de ε0 pour θ=1,306 81
Tableau VII.13 Valeur de ε1 pour θ=1,306 81
Tableau VII.14 Valeur de ε'1 pour θ=1,306 81
Tableau VII.15 Valeur de ε0,396 pour θ=1,306 81
Tableau VII.16 Valeur de ε'0,396 pour θ=1,306 81
Tableau VII.17 Valeur de ε0,396 en position réelle dans section courante (à 0,25L) 82
Tableau VII.18 Valeur de ε'0,396 en position réelle dans section sur appuis (à l'about) 82
Tableau VII.19 Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement à L/4 83

Tableau VII.20 Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement à L = 0 84
Tableau VII.21 Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS 85

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 Paramètres de calcul 91
Tableau VIII.2 Caractéristiques de la poutre seule à mi travée 92
Tableau VIII.3 Caractéristiques géométriques du câble n°1 en tous points 99
Tableau VIII.4 Caractéristiques géométriques du câble n°2 en tous points 99
Tableau VIII.5 Caractéristiques géométriques du câble n°3 en tous points 100
Tableau VIII.6 Caractéristiques géométriques du câble n°4 en tous points 100
Tableau VIII.7 Les trajectoires des câbles 102
Tableau VIII.8 Caractéristiques de la section d'about + les gaines sans hourdis 103
Tableau VIII.9 Caractéristiques de la section d'about + les gaines avec hourdis 103
Tableau VIII.10 Caractéristiques de la section à mi travée + les gaines sans hourdis 103
Tableau VIII.11 Caractéristiques de la section à mi travée + les gaines avec hourdis 104
Tableau VIII.12 Valeurs des pertes dues aux frottements 105
Tableau VIII.13 Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage 106
Tableau VIII.14 Pertes dues au recul d'ancrage pour des déférent x 106
Tableau VIII.15 Pertes moyennes dues au recul d'ancrage pour des déférent x 106
Tableau VIII.16 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton 107
Tableau VIII.17 Pertes instantanées 107
Tableau VIII.18 Pertes dues au retrait du béton 109
Tableau VIII.19 Pertes dues au fluage 109
Tableau VIII.20 Pertes dues à la relaxation des aciers 110
Tableau VIII.21 Pertes différées 110
Tableau VIII.22 Pertes totales avec les pourcentages 110
Tableau VIII.23 Résultats et vérification des contraintes normales 115
Tableau VIII.24 Résultats et vérification des contraintes tangentielles 120

CHAPITRE IX

Tableau IX.1 Calcul du moment de précontrainte dans différente section 130
Tableau IX.2 Valeur du moment statique 130

CHAPITRE X

Tableau X.1 Vérification du non poinçonnement de la dalle à l'ELU 141

CHAPITRE XII

Tableau XII.1 Valeurs des paramètres de poussé des terres 154
Tableau XII.2 L'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée 155
Tableau XII.3 Tableau récapitulatif des moments sur la culée 156
Tableau XII.4 Vérification de tiers centrale 156
Tableau XII.5 Vérification de renversement 157
Tableau XII.6 Vérification de glissement 157
Tableau XII.7 Valeurs de M/K 159
Tableau XII.8 Efforts agissant sur la dalle de transition 161
Tableau XII.9 Les efforts internes dans le corbeau 162
Tableau XII.10 Les efforts agissant sur le mur frontal 165
Tableau XII.11 Les efforts agissants sur la semelle 169
Tableau XII.12 Ferraillage transversale de semelle selon le cas normal et sismique 170
Tableau XII.13 Valeurs des coefficients $\chi\theta M$, $\chi\theta P$ et les moments en fonction de z 172

Tableau XII.14 Description des piles 175
Tableau XII.15 Résultats de calcul.....177
Tableau XII.16 Résultats de calcul.....177
Tableau XII.17 Résultats de calcul.....177
Tableau XII.18 Résultats de calcul.....178
Tableau XII.19 Réaction dues aux combinaisons défavorables.....180
Tableau XII.20 Evaluations des charges sur les fûts.....187
Tableau XII.21 sollicitations après combinaison des charges 187
Tableau XII.22 sollicitations pour chaque fût.....188
Tableau XII.23 Evaluations des charges sur la semelle 189
Tableau XII.24 sollicitations après combinaison des charges 190
Tableau XII.25 Ferraillage transversale de semelle selon le cas normal et sismique 191
Tableau XII.26 Valeurs des coefficients $\chi\theta M$, $\chi\theta P$ et les moments en fonction de z 194
Tableau XII.27 La raideur des futs de chaque pile.....198
Tableau XII.28 La raideur des piles 198
Tableau XII.29 La répartition des efforts longitudinaux aux appuis 199
Tableau XII.30 Les déplacements de chaque pile.....200
Tableau XII.31 Résultats des périodes Ti de chaque pile.....201
Tableau XII.32 La répartition des efforts transversaux aux appuis 201
Tableau XII.33 Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison 202

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1
CHAPITRE Ⅰ. ETUDE DU COMPORTEMENT (OU ANALYSE NON-LINEAIRE) D'UNE PILE DE PONT EN BETON ARME SOUS UNE SOLLICITATION DYNAMIQUE.....2
I.1. INTRODUCTION.....2
I.2. DOMMAGES SISMIQUES DES PILES DE PONT.....2
I.3. CAUSES DES DOMMAGES.....5
I.4. MODES DE RUPTURE DES PILES DE PONT.....5
I.4.1. Rupture par flexion.....5
I.4.2. Rupture par cisaillement des piles de pont.....6
I.5. Principe de conception des piles de pont.....7
I.5.1. Concept de ductilité.....8
I.5.2. Dimensionnement en capacité d'une pile de pont.....10
I.6. LOI DE COMPORTEMENT.....12
I.6.1. Comportement cyclique du béton.....12
I.6.2. Comportement cyclique de l'acier.....12
I.6.3. Comportement hystérétique des éléments en béton armé sous sollicitations sismiques :.....13
I.7. ESSAIS EXPEREMENTAUX SUR LES PILES DE PONT.....16
I.8. CONCLUSION.....17
CHAPITRE Ⅱ. PRESENTATION DU PROJET.....17
II.1. INTRODUCTION.....17
II.2. SITUATION DE PROJET.....17
II.3. LES DONNEES DU PROJET.....17
II.3.1. Les données fonctionnelles.....17
II.3.2. Les données naturelles.....19
II.4. CONCLUSION.....21
CHAPITRE Ⅲ. ETUDE CONCEPTUELLE DE L'OUVRAGE.....22
III.1. INTRODUCTION.....22
III.2. CRITERES DE CHOIX.....22
III.3. PRÉSENTATION DES VARIANTES.....22
III.3.1. Variante n°1 : « pont cadre ferme (dalot) ».....22
III.3.2. Variante n°2 : « pont à poutres en béton précontraint (VIPP) ».....23
III.3.3. Variante n°3 : « pont mixte bi poutres ».....27

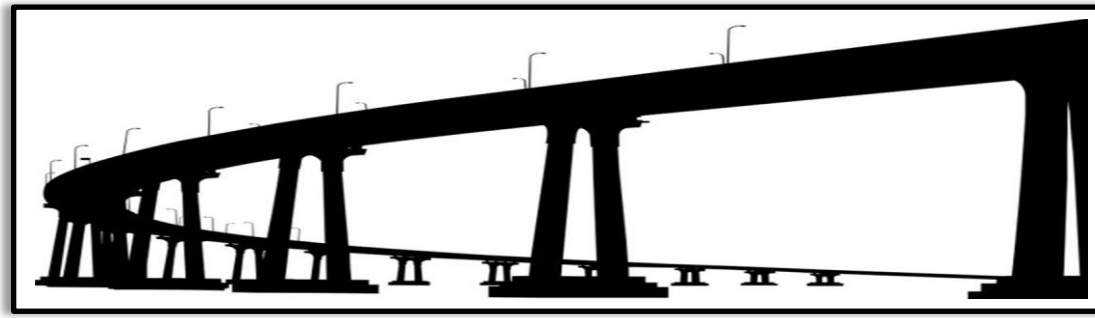
III.4. ANALYSE MULTICRITERES....30
III.5. CONCLUSION....31
CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL....32
IV.1. INTRODUCTION....32
IV.2. CHOIX DES MATERIAUX....32
IV.2.1. Le béton....32
IV.2.2. Les aciers....34
IV.3. REFERENCE ET REGLEMENT DE CALCUL....35
IV.4. CONCLUSION....35
CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER....36
V.1. INTRODUCTION....36
V.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER....36
V.2.1. La poutre....36
V.2.2. La dalle....36
V.3. NOTATIONS ET FORMULES DES DIFFERENTES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES....37
V.4. CARACTERISTIQUE DES SECTIONS....38
V.4.1. Section à mi- travée....38
V.4.2. Section à mi- travée avec hourdis....39
V.4.3. Section médiane....40
V.4.4. Section médiane avec hourdis....41
V.4.5. Section d'about....42
V.4.6. Section d'about avec hourdis....42
V.5. LES EQUIPEMENTS DE PONT....43
V.5.1. Les revêtements du tablier....43
V.5.2. Les trottoirs....44
V.5.3. Les corniches....44
V.5.4. Les dispositifs retenus....44
V.5.5. Les appareils d'appui....45
V.5.6. Assainissement....45
V.5.7. Joints de chaussée....45
V.6. CONCLUSION....45
CHAPITRE VI. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES....46
VI.1. INTRODUCTION....46
VI.2. CALCUL DES CHARGES....46
VI.2.1. Calcul des charges permanentes....46

VI.2.2. Calcul de complément des charges permanentes (CCP) 47
VI.2.3. Calcul les efforts dus au poids propre 48
VI.3. CALCUL DES SURCHARGES [SELON RCPR] 48
VI.3.1. Caractéristiques du pont 48
VI.3.2. Système de charge A(l) 49
VI.3.3. Système de charge B 52
VI.4. CONCLUSION 67
CHAPITRE VII ETUDE DE TABLIER 68
VII.1. INTRODUCTION 68
VII.2. CALCUL DE LA RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS DUS À LA CHARGE PERMANENTE 68
VII.2.1. De la poutre de rive 'poutre 4' 68
VII.2.2. De la poutre intermédiaire 'poutre 3' 68
VII.2.3. De la poutre intermédiaire 'poutre 2' et poutre centrale 'poutre 1' 68
VII.3. CALCUL DE LA REPARTITION TRANSVERSALE DUS AUX SURCHARGES EN UTILISANT LA METHODE DE « GUYON-MASSONNET » : 69
VII.3.1. Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal 69
VII.3.2. Calcul de la répartition des efforts tranchants 80
VII.4. MODELISATION DU PONT 85
VII.4.1. Modelisation du tablier avec robot 85
VII.5. CONCLUSION 87
CHAPITRE VIII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 88
VIII.1. INTRODUCTION 88
VIII.2. NOTION DE BASE SUR LA PRECONTRAINTE 88
VIII.2.1. Le principe du béton précontraint 88
VIII.2.2. Le principe de la post-tension 89
VIII.3. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE 90
VIII.3.1. Calcul du nombre de câbles 90
VIII.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about 92
VIII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES 93
VIII.4.1. La vérification des contraintes à court terme 94
VIII.5. TRACE DES CABLES 96
VIII.5.1. Position des câbles sortant de l'about 97
VIII.5.2. Position des câbles a la section médiane 97
VIII.5.3. La trajectoire 98
VIII.5.4. La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL 100

VIII.6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS 103
VIII.6.1. Pour l'abscisse X = 0,00 L 103
VIII.6.2. Pour X = 0,25L et 0,5L 103
VIII.7. CALCUL DES PERTES 104
VIII.7.1. Pertes instantanées 104
VIII.7.2. Pertes différées 108
VIII.7.3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) 110
VIII.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES 111
VIII.8.1. Vérification à l'ELS 111
VIII.8.2. Vérification a la rupture 120
VIII.9. FERRAILLAGE DE LA POUTRE 122
VIII.9.1. Ferraillage passif longitudinal 122
VIII.9.2. Ferraillage passif transversal 123
VIII.10. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT 125
VIII.10.1. Zone de surface tendue 126
VIII.10.2. Zone intermédiaire comprimée 126
VIII.10.3. Zone d'éclatement 126
VIII.11. CONCLUSION 128
CHAPITRE IX. CALCUL DES DEFORMATIONS 129
IX.1. INTRODUCTION 129
IX.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES 129
IX.2.1. Flèche due au poids propre 129
IX.2.2. Contre flèche de précontrainte 129
IX.2.3. Flèche due à la construction 131
IX.2.4. Flèche due à la surcharge D_{240} 131
IX.2.5. Flèche totale 131
IX.3. CALCUL DES ROTATIONS 131
IX.3.1. Rotation sous le poids propre 131
IX.3.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte 131
IX.3.3. Rotation sous surcharge D_{240} 132
IX.3.4. Rotation totale 132
IX.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS 132
IX.4.1. Déplacement dû à une rotation d'appui 132
IX.4.2. Déplacement dû au retrait 132
IX.4.3. Déplacement dû au fluage 133

IX.4.4. Déplacement dû à la variation de température 133
IX.4.5. Déplacement total 133
IX.5. CONCLUSION 133
CHAPITRE X. ETUDE DE L'HOURDIS 134
X.1. INTRODUCTION 134
X.2. DISCRIPTION DE LA DALLE 134
X.3. ETUDE DE LA FLEXION 134
X.3.1. Évaluation des sollicitations 134
X.3.2. Ferraillage dans le sens longitudinal 135
X.3.3. Ferraillage dans le sens transversal 137
X.4. VERIFICATIONS 140
X.4.1. Vérification de non poinçonnement 140
X.4.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant 141
X.5. CONCLUSION 141
CHAPITRE XI. CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT 142
XI.1. INTRODUCTION 142
XI.2. LES APPAREILS D'APPUIS 142
XI.2.1. Appareil d'appui en élastomère fretté 142
XI.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis 142
XI.2.3. Efforts horizontaux 144
XI.2.4. Vérification des contraintes 145
XI.3. LES DE D'APPUIS 147
XI.3.1. Dimensionnement du dé d'appuis 147
XI.3.2. Ferraillage du dé d'appui 147
XI.4. PLOT PARASISMIQUE 149
XI.5. JOINT DE CHAUSSEE 149
XI.5.1. Calcul des joints 149
XI.6. CONCLUSION 151
CHAPITRE XII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 152
XII.1. INTRODUCTION 152
XII.2. ETUDE DE LA CULEE 152
XII.3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 152
XII.3.1. Mur garde grève 152
XII.3.2. Mur frontal 152
XII.3.3. Murs en retour 152
XII.3.4. Dalle de transition 152

XII.3.5. Corbeau 153
XII.3.6. Semelle 153
XII.4. EVALUATION DES EFFORTS DE LA CULEE 153
XII.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE 156
XII.5.1. Tiers central 156
XII.5.2. Le renversement 156
XII.5.3. Le glissement 157
XII.6. FERRAILLAGE DE LA CULEE 157
XII.6.1. Le mur garde grève 157
XII.6.2. La dalle de transition 160
XII.6.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition 162
XII.6.4. Mur frontal 164
XII.6.5. Mur en retour 166
XII.6.6. La semelle 168
XII.6.7. Les pieux 171
XII.7. ETUDE DE LA PILE 174
XII.7.1. Prédimensionnement des éléments de la pile 175
XII.7.2. Etude du chevêtre 176
XII.7.3. Le fut 186
XII.7.4. Etude de la semelle 189
XII.7.5. Les pieux 192
XII.8. ETUDE SISMIQUE 195
XII.8.1. Classification et données du RPOA 195
XII.8.2. Analyse monomodale spectrale 196
XII.8.3. Séisme longitudinale 196
XII.8.4. Séisme transversale 200
XII.8.5. Séisme vertical 201
XII.8.6. L'effort sismique dans chaque direction 202
XII.9. CONCLUSION 202
CONCLUSION GENERALE 203
ANNEXES
ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES
ANNEXE B. ETUDE DE TABLIER



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

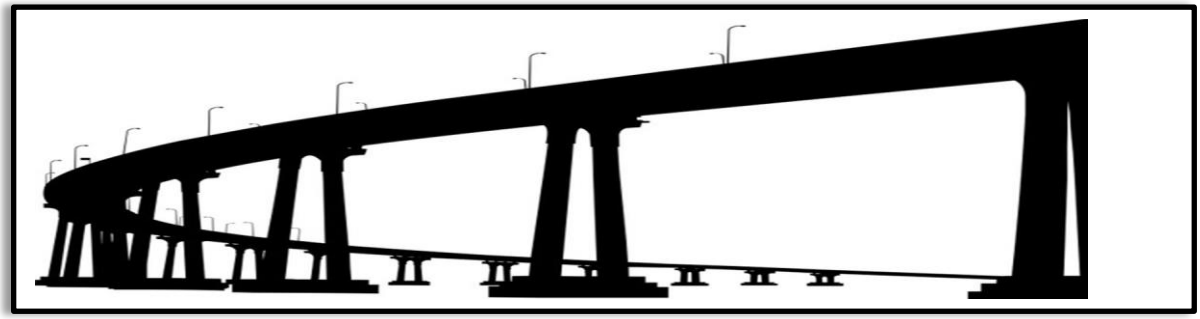
L'infrastructure routière, avec ses ouvrages d'arts, est un facteur important de développement économique. A ce titre les ouvrages d'arts ne cessent de se développer pour désengorger la circulation ou franchir des obstacles, afin d'apporter un gain appréciable de temps et d'argent pour tous les citoyens. Ce secteur très porteur pour les prochaines décennies, m'a motivé pour réaliser ce mémoire.

Ce développement reste un facteur important pour l'évolution d'un pays. A cet effet l'état algérien a lancé un programme de réalisation de la Pénétrante Autoroutière de Béjaia à l'Autoroute Est-Ouest sur 100km. Cette pénétrante comprend plusieurs ouvrages d'art à réaliser avec des techniques et méthodes de réalisation différentes, dépendent de la structure et du type de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

Dans ce cadre et en tant qu'élève Ingénieur, dans le domaine des travaux publics, à ENSTP (Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics), j'ai choisi un sujet de projet de fin d'étude qu'il s'agit en fait de conception et d'étude d'un ouvrage d'art sur Oued Dessene au pk 27+193 pour la liaison autoroutière reliant le port de Béjaia à l'autoroute Est-Ouest.

Pour s'y faire, j'ai divisé le travail en ces parties principales :

- La première partie est une recherche bibliographique qui traite le comportement d'un pont sous sollicitation sismique.
- La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- La partie qui suit fait l'objet d'une étude conceptuelle de l'ouvrage pour choisir une bonne variante.
- La dernière partie a été focalisé en l'étude détaillée de la superstructure ainsi que l'infrastructure de l'ouvrage.
- Une conclusion générale qui mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



CHAPITRE I

RECHERCHE BIBIOGRAPHIQUE : ETUDE DU COMPORTEMENT (OU ANALYSE NON-LINEAIRE) D'UNE PILE DE PONT EN BETON ARME SOUS UNE SOLLICITATION DYNAMIQUE

I. ETUDE DU COMPORTEMENT (OU ANALYSE NON-LINEAIRE) D'UNE PILE DE PONT EN BETON ARME SOUS UNE SOLLICITATION DYNAMIQUE

I.1. INTRODUCTION

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport. Ouvrages d'une grande importance permettant le franchissement de divers obstacles rencontrés (oued ; route transversale ; etc…) sur le tracé en long d'une route. Sans eux l'exploitation du réseau routier est interrompue, et ainsi tout un trafic routier est perturbé et même paralysé dans certains cas. D'où leur importance lors des catastrophes naturels, la survie d'une population en dépend (acheminement de vivres ; évacuation des blessés ; etc…). A cet effet leur résistance, entre-autres, vis-à-vis d'une action sismique est plus que nécessaire ; La sécurité doit être élevée et acceptable par le maître d'ouvrage.

A l'échelle structurale, une pile de pont représente un élément structurel de base, et par conséquence sa résistance à une action d'origine sismique en plus des actions permanentes et variables, devra être garantie. Certes, la survie de l'ouvrage dépend de plusieurs éléments structuraux, variant d'une conception à une autre, d'un type à un autre, mais la pile reste un élément de stabilité majeur.

Il ressort des études faites sur le comportement sismique des ouvrages tels que les ponts, que la demande en déplacement est substantielle, ont fait souvent référence à la notion de ductilité. On la définit comme la capacité d'une structure à se déformer dans le domaine inélastique des matériaux sans atteindre la rupture. Pour une pile de pont en béton armé, la ductilité est alors recherchée ; Principalement dans des endroits particuliers où la sollicitation est maximale. Ces endroits, sont définis comme étant des rotules plastiques, et sont fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques de la section en termes de pourcentage d'acier longitudinal et transversal ainsi que ceux du béton. L'utilisation de ce concept de ductilité permet une analyse non linéaire d'une pile de pont en béton armé.

I.2. DOMMAGES SISMIQUES DES PILES DE PONT

Les dommages observés sur des ponts lors d'évènements sismiques dépendent de façon générale du système structural, de la sismicité du site et des conditions spécifiques du sol. [17-18]

Lors d'un séisme, les piles sont les éléments structuraux qui ont subi le plus de dommages caractérisés par une série de défaillances dues à la combinaison des deux facteurs flexion-effort tranchant. Le ferraillage transversal insuffisant des piles fait qu'un bon confinement et une ductilité appropriée ne soient pas assurés. Ceci entraine un éclatement du béton et un flambement des armatures longitudinales. On peut donner comme exemple le séisme de Northridge en 1994 et un classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts à la suite du ce tremblement de terre. Ce classement a été établi sur la base des données citées en référence. [17]

La vulnérabilité principale des piles de ponts étudiées est le manque de ductilité dans les zones de la rotule élastique. La mauvaise conception et le manque de détail des armateurs dans ces zones sont les causes premières des dommages.

Suite aux derniers séismes, il apparait que trois problèmes de calcul sont à la base de tous les dommages observés. Ces trois défaillances de calcul se manifestent sous différentes formes

(angle, position et cause de la fissuration) et modes de rupture. Elles sont la conséquence directe de la philosophie du calcul élastique qui prévalait avant 1970. Ces trois méconnaissances sont selon Priestley et al : [19]

- La mauvaise évaluation des flèches induites, lors de séismes, qui sont sous-estimées du fait de l'utilisation dans le calcul de la section brute de l'élément. Il est préférable en fait de travailler avec la section fissurée car elle donne des valeurs plus réalistes du comportement du béton lors de sollicitation sismique. La fissuration des sections entraine une diminution de la rigidité et donne une augmentation des déplacements.
- Le ratio des charges de gravité sur les forces sismiques sont incorrectes. Cette erreur d'estimation entraine une évaluation erronée de la forme du diagramme des moments. Les points d'inflexion sont alors mal localisés et la redistribution des efforts mal interprétée entrainant ainsi une mauvaise définition des zones de rotules plastiques potentielles et une conception adéquate du ferraillage.
- Les notions des actions structurales inélastiques et de ductilité sont primordiales dans la conception et le calcul du comportement sismique des structures. La méconnaissance de ces notions dans le calcul élastique entraine une mauvaise assimilation des zones sensibles. Les zones critiques de rotules plastiques ne sont pas dimensionnées pour supporter les grands déplacements inélastiques du fait que la résistance des éléments au cisaillement est moins grande que celle à la flexion. Il en résulte une rupture fragile de ces éléments par cisaillement qui entraine l'effondrement de la structure.

L'analyse des expertises menées sur les ouvrages en général, et particulièrement sur les piles, ayant subis des dégradations suite à un séisme, a permis d'établir une classification de ces dommages en fonction de certains paramètres, comme le montre le tableau suivant :

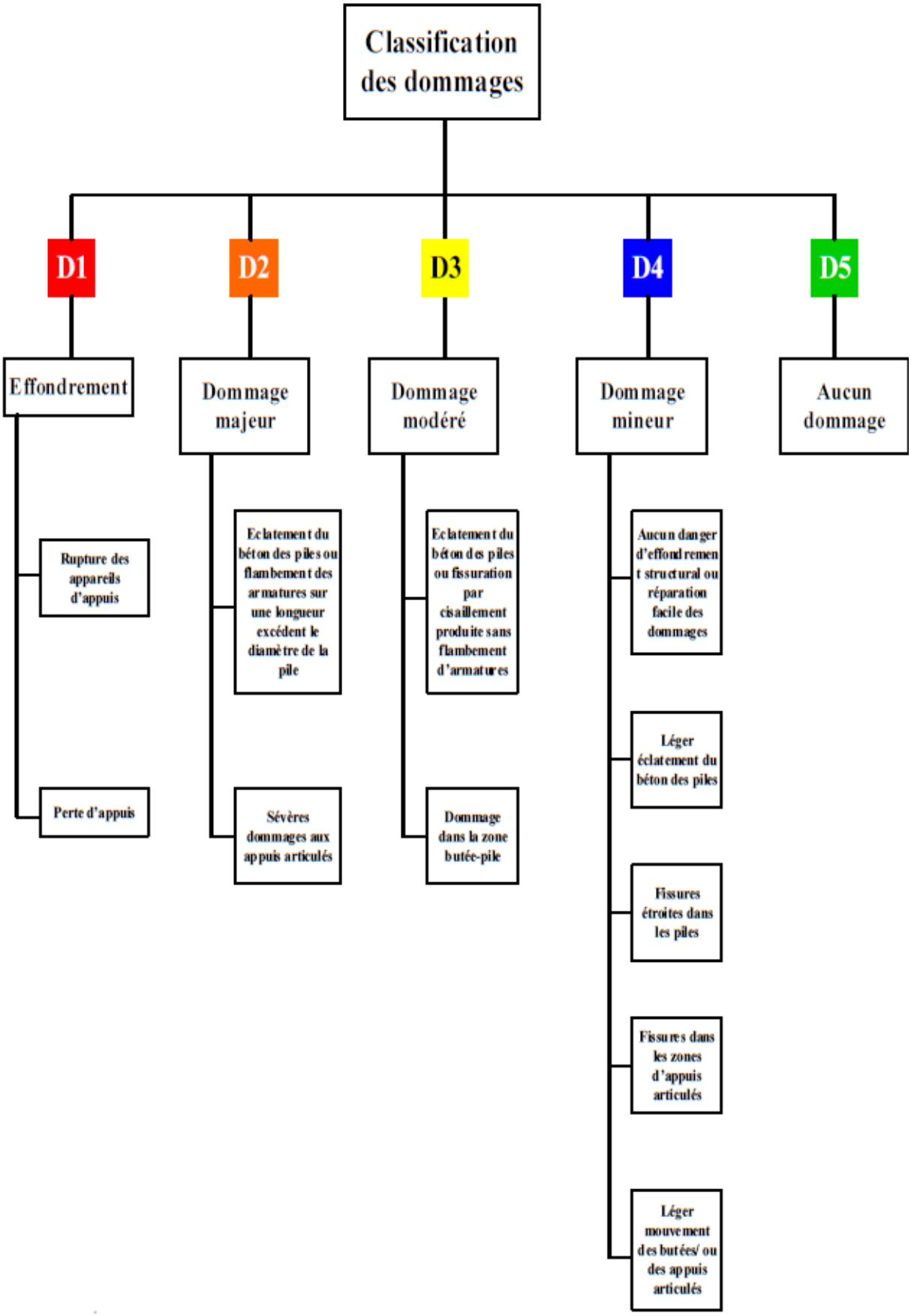


Figure I.1 Classement des dommages les plus représentatifs dans les ponts concernant la pile

I.3. CAUSES DES DOMMAGES

Afin de bien évaluer les nouvelles demandes de conception et de comprendre les problèmes potentiels, un examen systématique lors des observations des derniers séismes et un classement des fissures et dommages causés ont été réalisés. Les rapports sur les dégâts observés, ont bien mis en évidence les causes des diverses ruptures. Les dommages présents servent d'exemples pour souligner le besoin d'évaluer les ponts existants et de les renforcer dans le cas échéant. [20]

Ces dégâts, conséquence du calcul élastique, peuvent être distingués selon leur mode de rupture en deux catégories. Il s'est avéré que les piles de ponts dimensionnés avant le 1970 étaient vulnérables vis-à-vis de la résistance, la ductilité en flexion et la résistance au cisaillement. Ces insuffisances de résistance structurale varient selon la pile considérée. La hauteur, la section, le ferraillage et la présence d'éléments de raidisseurs (poutre de transfert, semelle, évasement) sont des paramètres qui influencent le comportement d'une pile ainsi que le type et la cause de la rupture. Une étude approfondie des modes de rupture a conduit à soulever quelques déficiences aussi bien dans les hypothèses durant la conception que dans le détail des armatures longitudinales ou transversales de ces piles existantes. Chaque mécanisme de rupture est détaillé par le type de dommages, leur simulation sur des essais avec une conclusion sur les leçons et recommandations pour éviter ce mode de rupture.

I.4. MODES DE RUPTURE DES PILES DE PONT

I.4.1. Rupture par flexion

Ce type de déficience est caractéristique des piles comportant des armatures de recouvrement à la jonction semelle/poteau. La conception des armatures longitudinales pour les piles préconisait des armatures ancrées dans la semelle avec une longueur de recouvrement au niveau de la base de poteau. Ce ferraillage à la base de la pile dans la zone de rotule plastique gouverne le comportement de ce type de pile.

Ces dommages se situent à la base de la pile se caractérisent par la formation de fissures verticales sur la hauteur du recouvrement entrainant un effritement du béton d'enrobage comme illustré la figure ci-dessous. Ces fissures verticales traduisent un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement.



Figure I.2 Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobé en 1995

Dans la région de la rotule plastique, ces ruptures dues au manque d'adhérence armature/béton apparaissent avant d'atteindre la résistance nominale en flexion et la formation de la rotule plastique. Le manque de confinement prédispose alors la pile à l'amorce de glissement pour de faibles ductilités ($1<\mu<2$).



Figure I.3 Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994

I.4.2. Rupture par cisaillement des piles de pont

De très nombreuses piles ont été endommagées par cisaillement lors des derniers séismes. La rupture en cisaillement est fragile et conduit à une rapide dégradation de la résistance. Elle se retrouve surtout pour des piles trapues, très rigide, où les efforts d'inertie induits durant le séisme dont importants.

Une déficience en cisaillement se traduit sous différentes formes et à différents endroits comme on peut la remarquer sur les exemples donnés. Selon la section de la pile, on obtient soit une rupture de cisaillement pur, qui se traduit par une fissure majeure diagonale sur toute la hauteur de la pile, soit une rupture de type flexion-cisaillement qui est due aux effets combinés de ces deux sollicitations accompagnées en général d'un phénomène de migration de la rotule plastique.



Figure I.4 Rupture par cisaillement d'une pile de pont-Shizunai Bridge



Figure I.5 Rupture du type flexion cisaillement du viaduc de Hanshin, lors de séisme de Kobé

La rupture en cisaillement pur est due à une mauvaise conception du ferraillage transversal qui fournit une trop faible contribution à la résistance au cisaillement. La rupture flexion-cisaillement dans une zone de rotule plastique est due à la diminution de la contribution du béton à la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la ductilité.

Les ruptures en cisaillement sont localisées dans les zones autres que celles du moment maximum. L'effet combine des sollicitations locales, compression et cisaillement, au niveau de l'appui provoquant une rupture fragile en cisaillement dans le haut de la pile. On note que l'insuffisance de détails (diamètre, espacement et ancrage) confère à la pile un comportement très sensible au cisaillement.

I.5. Principe de conception des piles de pont

Les principes de conception des ouvrages en béton armé ont considérablement évolué depuis les années 1970 alors que la théorie de calcul élastique était utilisée. Il a été démontré depuis que ce principe considère mal la réponse des structures en béton et tout particulièrement sous sollicitations sismiques.

La philosophie actuelle dans les codes repose sur les principes de dimensionnement en capacité. Ce principe de conception peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme pour un comportement ductile de la structure. [20]

Il conçoit ces zones de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à supporter les charges gravitaires. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine plastique. De cette manière, une hiérarchie claire de résistance est établie. Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur impose à la structure où elle doit se plastifier et où elle ne doit pas. [21]

Lors d'un séisme, les piles doivent être en mesure de résister à de nombreux cycles de déformations inélastiques tout en maintenant une résistance suffisante. Les autres éléments du pont sont conçus pour demeurer essentiellement dans le domaine élastique.

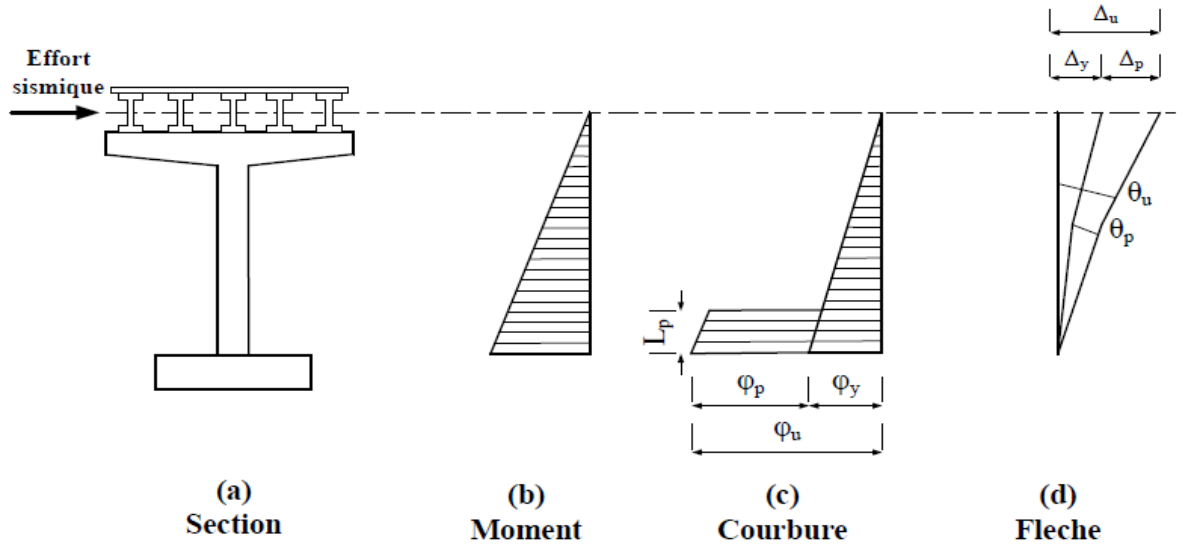


Figure I.6 Déformations inélastique d'une pile

I.5.1. Concept de ductilité

L'inélasticité est propre au matériau de construction. En effet, aucun matériau réel n'est parfaitement élastique. Des mouvements réversibles de dislocation et de défauts ponctuels de leur structure cristalline sont à l'origine de la non-linéarité du comportement sous charges. Il s'agit d'un effet du second ordre par rapport à l'élasticité.

La plasticité est la propriété des matériaux non fragiles, donc ductiles. Lorsque leur déformation dépasse la limite d'élasticité, les glissements des couches cristallines deviennent irréversibles et il y a restructuration de la matière.

La dissipation d'énergie due aux déformations inélastiques des matériaux est indépendante de la fréquence d'oscillation. Elle est connue également sous le nom d'amortissement d'hystérésis. L'amortissement interne entraine un retard de déformation. Cela se traduit sur les diagrammes contraintes-déformations par la non-superposition de la courbe de chargement avec la courbe de déchargement. Sous charges alternées, ces courbes décrivent des boucles appelées boucles d'hystérésis.

L'énergie dissipée devient importante lorsque les déformations de la structure atteignent le domaine post élastique, faisant intervenir la ductilité du matériau, des éléments construits et de leurs assemblages.

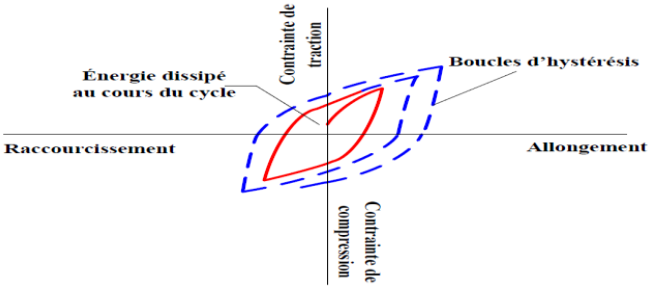


Figure I.7 Exemple de boucles d'hystérésis

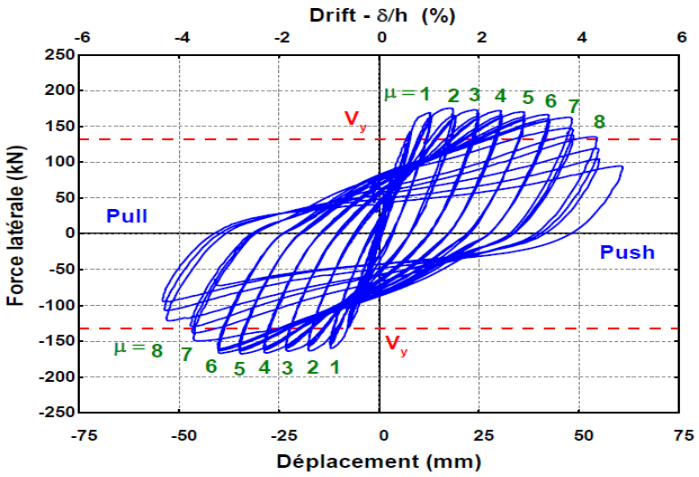


Figure I.8 Dissipation d'énergie par hystérésis

La ductilité est une mesure de la déformabilité d'une section, d'une pièce d'une structure ou d'une structure, c'est-à-dire la capacité que possède une section, une pièce d'une structure ou d'une structure à dissiper de l'énergie à travers un comportement non linéaire sans diminution importante de la résistance. Pa conséquent, on distingue :

- La ductilité d'une section ou ductilité en courbure, μ_Φ, est définie par :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

Où : $\varphi_u$est la courbure ultime de la section et φ_y sa courbure élastique.

- La ductilité d'une pièce ou d'une structure, appelée ductilité en déplacement, μ_Δ, est définie par :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Où : Δ_u est le déplacement ultime de la structure et Δ_y le déplacement à l'état limite élastique.

Pour une poutre en porte à faux, le déplacement à l'état limite élastique est défini par :

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l}{2} * \frac{2l}{3} = \frac{\varphi_y l^2}{3}$$

Le déplacement ultime est défini par :

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) * l_p * (l - \frac{l_p}{2})$$

Avec :

l : la longueur du poteau.

l_p : longueur de rotule plastique.

Tenant compte que le déplacement ultime peut être estimé par l'intégrale sur la hauteur du poteau de la courbure, la ductilité en courbure est en fonction de la ductilité en déplacement.[22]

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3\frac{l_p}{l}(1 - \frac{l_p}{2l})}$$

I.5.2. Dimensionnement en capacité d'une pile de pont

L'ingénieur dimensionne une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité. [23]

Les concepts de base du dimensionnement en capacité doivent être respectés, en particulier il faut :

- Distinguer entre zones plastiques et élastiques de la structure.
- Optimiser la dissipation d'énergie en choisissant la localisation des zones plastiques.
- Assurer une grande capacité de déformation des zones plastiques en soignant les détails constructifs (dispositions constructives).

M_d est le diagramme des moments dans les appuis issus du calcul utilisant le spectre de dimensionnement Sad(T). Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q. [15]

La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q}$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum. Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

$$l_c = \lambda h$$

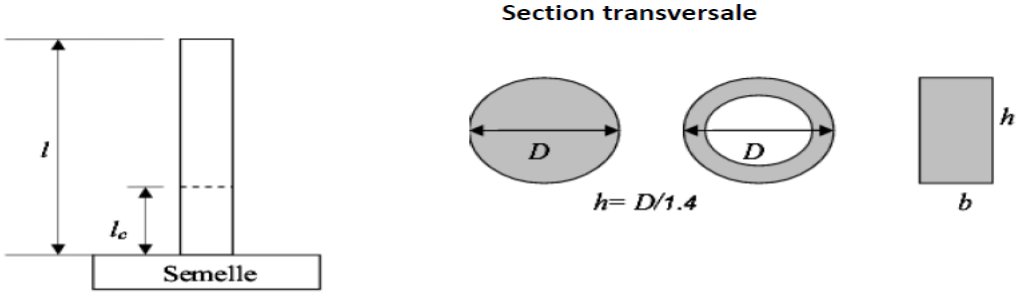
Où : $\lambda = \frac{1}{3}(2 + \frac{l}{h})$

Avec : $1 \leq \lambda \leq 2$.

l : longueur de l'élément en béton et h : la hauteur de sa section transversale.

Et :

L_a : longueur sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec spectre de dimensionnement) est compris entre 0,8 M_{max}, et M_{max}.



h : hauteur de la section dans le sens du séisme.
l_c : longueur critique.
l: hauteur de la pile.

Les autres formes de sections peuvent être ramenées à une section équivalente rectangulaire ou circulaire.

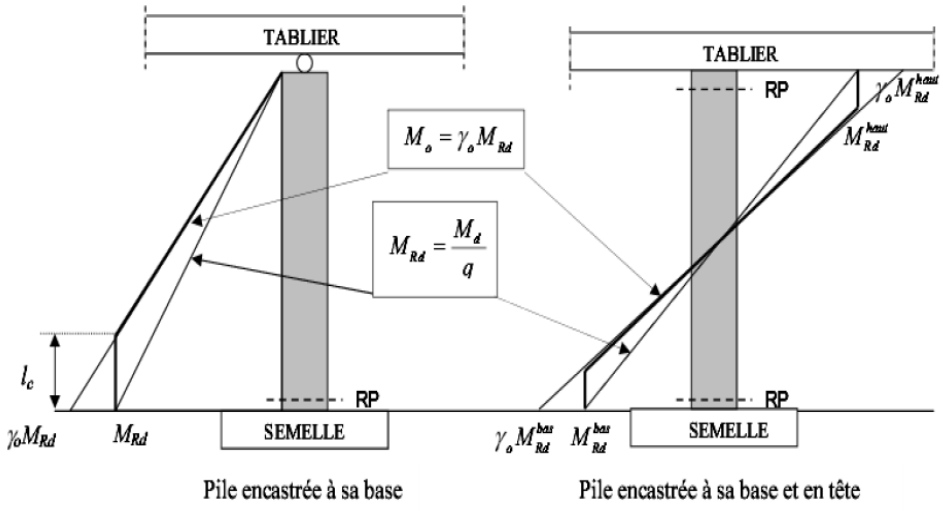
Figure I.9 Zone critique

Des dispositions constructives concernant notamment le ferraillage transversal assurent un comportement non linéaire convenable de cette zone.

Dans cette zone critique, on dimensionne le ferraillage longitudinal pour la valeur de M_{Rd} et l'effort normal concomitant le plus défavorable. Il est important de ne pas surdimensionner le ferraillage longitudinal de façon à ce que la rotule plastique se produise bien dans la zone prédéfinie et pas ailleurs. En dehors de la zone critique, les dispositions constructives sont moins conséquentes et ont pour but d'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, il y a lieu de multiplier M_{Rd}, en dehors des zones critiques, par un coefficient de surcapacité (γ_0) qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

$\gamma_0 = 0,8 + 0,2q$ pour le béton.

$\gamma_0 = 1,2$ si $q > 1$ pour la charpente métallique.



RP : rotule plastique

Figure I.10 Moments de dimensionnement en capacité

On dimensionne le ferraillage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_0. Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculé pour :

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd}$$

Sur une longueur d'au moins l_c, le ferraillage longitudinal doit rester constant et complètement actif. La figure ci-dessus donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas des piles mono ou bi-encastrées. On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_{Rd} dans la zone critique : si on dépassait cette valeur, sans augmenter simultanément les moments résistants ailleurs, on pourrait développer une rotule plastique hors zone critique, là où les dispositions constructives ne le permettent pas. Le surdimensionnement risquerait de modifier le mode de rupture pouvant basculer vers un mode fragile, dangereux pour la structure.

Pour le dimensionnement des aciers longitudinaux, on applique les dispositions usuelles du béton armé, avec en particulier un décalage de la ligne des moments sur une longueur environ égale à 0,8 fois la hauteur de la section. Les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en général dans chaque sens de l'action sismique et dans les directions longitudinale et transversale.

I.6. LOI DE COMPORTEMENT

I.6.1. Comportement cyclique du béton

Le comportement mécanique de chaque constituant du béton (gravier, sable et pate de ciment) est communément linéaire. Cependant, lorsqu'ils sont combinés, le comportement mécanique devient non linéaire en raison des microfissures générées par l'interaction entre les granulats et la pâte de ciment. Lorsque les microfissures se développent et se propagent, la réponse contrainte-déformation du béton du béton devient arrondie en s'adoucissant progressivement.

Pour un chargement cyclique, qui est le cas lors des tremblements de terre, des phénomènes comme la perte et la restitution de raideur ainsi que des déformations inélastiques qui sont régis par un endommagement irréversible se produisent dans le béton. Dans ce cas de chargement le comportement global du béton peut être étudié de manière unilatérale avec une loi unidirectionnelle de béton en tenant compte des effets cycliques sur la rigidité de chargement et de déchargement et sur l'endommagement irréversible du béton. Le confinement fait partie intégrante des piles de ponts en béton armé et il est important de bien modéliser ses effets sur les piles, car il peut grandement augmenter la résistance et la ductilité de ceux-ci.

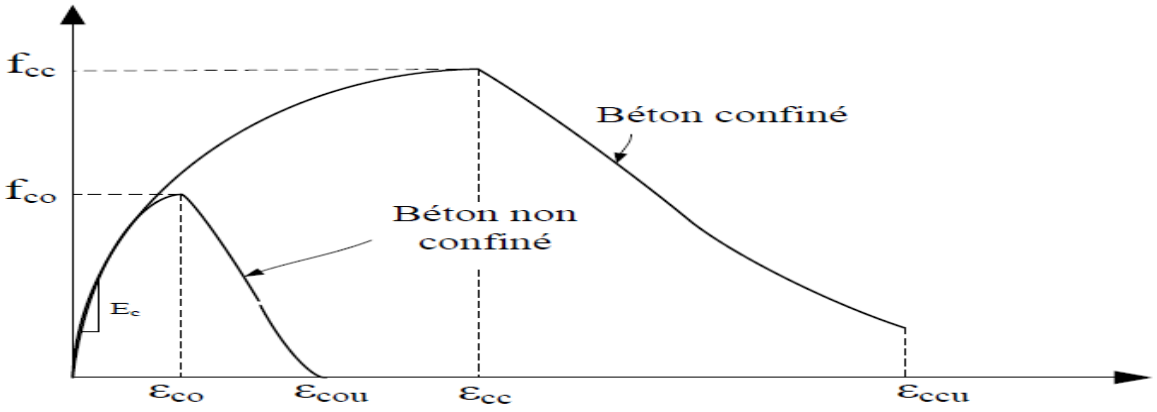


Figure I.11 Courbe contrainte déformation du béton

I.6.2. Comportement cyclique de l'acier

Lors d'un chargement, la courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature conventionnel suit d'abord une droite élastique proportionnelle à la rigidité, un plateau plastique est ensuite atteint, suivi d'une courbe d'écrouissage où la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à la contrainte maximale. Lors de l'inversion du sens du chargement, le déchargement s'effectue de manière linéaire jusqu'à ce que l'effet de Bauschinger agisse. La courbe devient alors non linéaire avant d'avoir atteint la limite élastique. Si on poursuit le chargement cyclique, on assiste à un élargissement de la courbe d'enveloppe proportionnelle à la déformation plastique du dernier chargement. Ce phénomène est appelé écrouissage isotrope.

Le modèle pour le comportement cyclique de l'acier devrait inclure les phénomènes suivants : [24]

- Une droite élastique, un plateau plastique et une courbe d'écrouissage lors du premier chargement.
- L'effet Bauschinger.
- L'écrouissage isotrope.

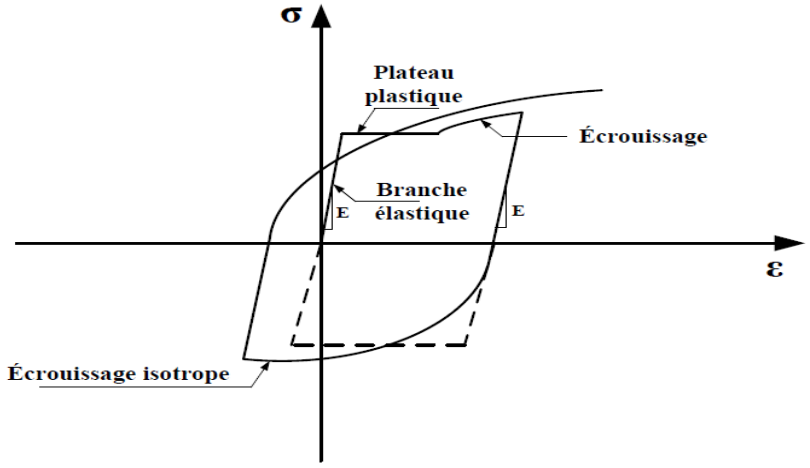


Figure I.12 Courbe cyclique de l'acier

I.6.3. Comportement hystérétique des éléments en béton armé sous sollicitations sismiques :

Plusieurs modèles hystérétiques ont été proposés au cours des années précédentes dans le but de caractériser le comportement mécanique non linéaire des éléments structuraux et d'estimer leur réponse sismique. Des modèles hystérétiques sont disponibles, allant des modèles simples, type 'Elasto-plastique' à des modèles hystérétiques complexes simulant la dégradation de résistance et de rigidité.

I.6.3.1. La dégradation de la rigidité

La dégradation de la rigidité est un phénomène habituellement observé dans les éléments structuraux ou les systèmes qui sont soumis à une charge latérale cyclique. Il a été démontré qu'elle se produit en raison d'effets géométriques non linéaires et qu'elle est plus sévère lorsque les déformations augmentent. L'effet de ce phénomène augmente lorsqu'une structure est soumise à plusieurs inversions de charge importantes. La principale cause de la dégradation de la rigidité des éléments en béton armé sont les fissures, la perte d'adhérence ou de l'interaction avec des contraintes axiales élevées ou de cisaillement. [26-27]

L'effet de la dégradation de la rigidité d'un élément poteau en béton armé est illustré à la Figure ci-dessus. [25]

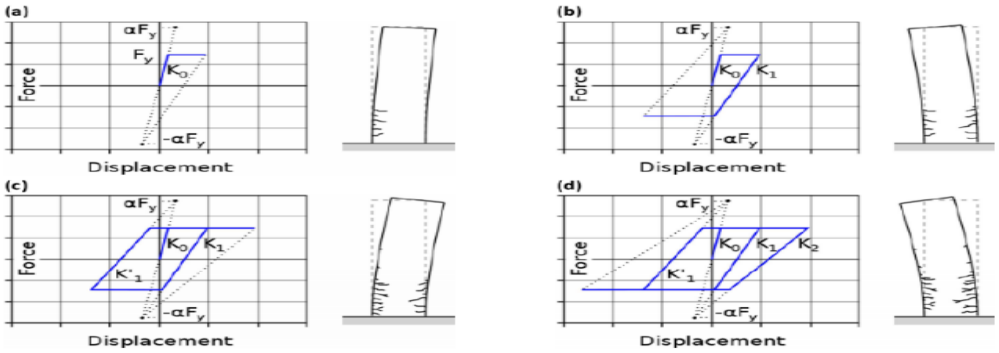


Figure I.13 Evolution de la dégradation de la rigidité d'une colonne en BA soumise à une charge latérale cyclique

I.6.3.2. Le pincement

Un autre phénomène qui a été observé dans les structures soumises à une charge latérale cyclique est le pincement. Le terme désigne la réduction caractéristique de la surface réelle des boucles sur le diagramme force-déformation.

Dans les éléments en béton armé, le pincement est le résultat de l'ouverture de fissures lorsque l'élément est forcé dans un sens. Pendant l'inversion de charge, une chute soudaine de rigidité sera observée jusqu'à ce que les fissures se referment et qu'une reprise partielle de la rigidité se produise. [26-27]

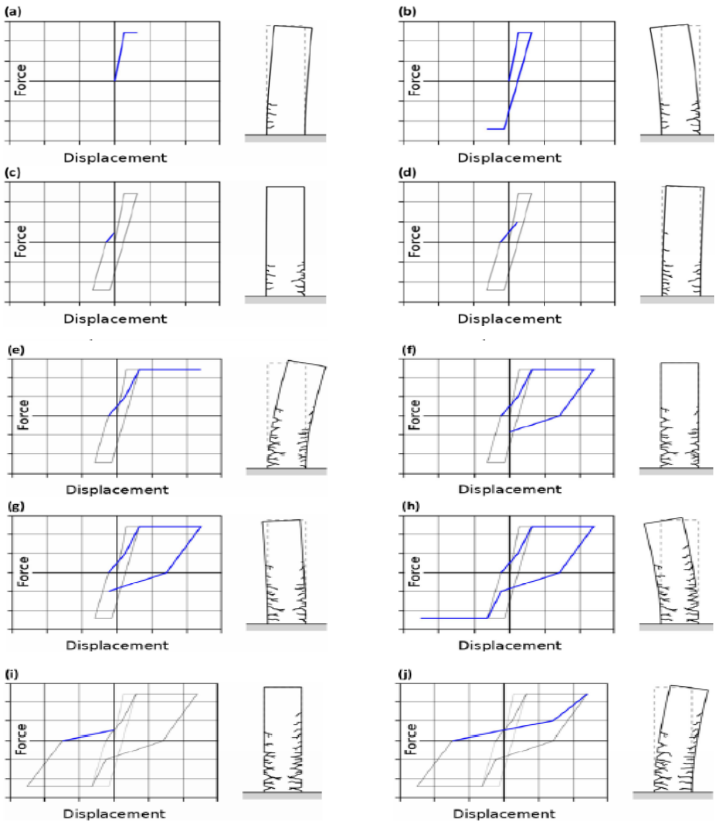


Figure I.14 Evolution du pincement d'un élément d'une colonne en BA soumise à une charge latérale cyclique

I.6.3.3. La dégradation de la résistance

La dégradation de la résistance se produit lorsque la résistance latérale d'une structure soumise à des sollicitations latérales cycliques est réduite. Dans certains modèles hystérétiques, cette réduction de la résistance est exprimée en fonction du déplacement maximal de chaque cycle [28], tandis que dans d'autres cas en fonction de l'énergie hystérétique dissipée [25-28]. Par conséquent, les modèles qui sont fondés sur la première règle subissent une réduction de la résistance après la fin de chaque cycle (détérioration cyclique de la résistance), tandis que les modèles qui sont fondés sur la seconde règle subissent une réduction de la résistance après chaque étape (détérioration en cycle de la résistance). Cependant, la plupart des systèmes structuraux réels subissent la détérioration de leur résistance en combinant les mécanismes susmentionnés.

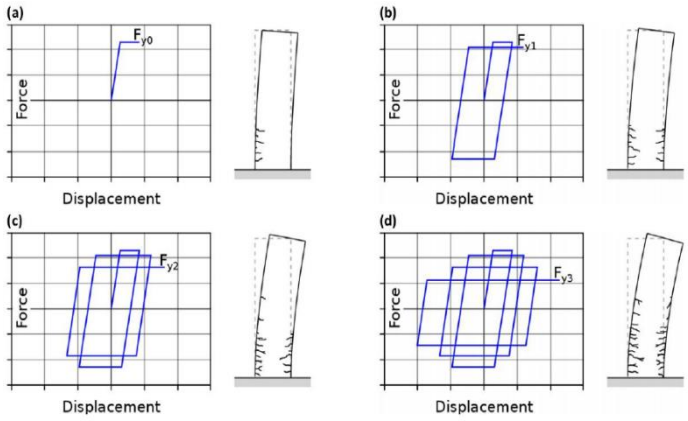


Figure I.15 Évolution de la détérioration cyclique de la résistance des éléments de poteaux en béton armé soumis à des charges latérales cyclique.

La dégradation de résistance est aussi produite par des phénomènes naturels tel que :

- La corrosion des armatures induisant la fissuration du béton et éclatement du béton d'enrobage ;
- Le gel / dégel : dégradation dans la masse (gel interne) et en surface (écaillage) ;
- L'alcali-réaction : origine interne provoquant le gonflement, fissuration et éclatement du béton ;
- La température ; La fatigue des matériaux.

Un exemple de modèle numérique simulant la dégradation de résistance sous chargement cyclique est celui de « Ibarra-Médina-Krawinkler modifié ». C'est une loi de comportement qui modélise les rotules plastiques comme un ressort de longueur zéro afin de décrire la non linéarité de l'élément structurel en béton armé.

Le modèle original Ibarra-Medina-Krawinkler est basé sur une courbe enveloppe "buckbone" tri- linéaire qui représente le comportement d'une charge monotone et définit les limites d'une charge cyclique présentée dans la Figure I-16.

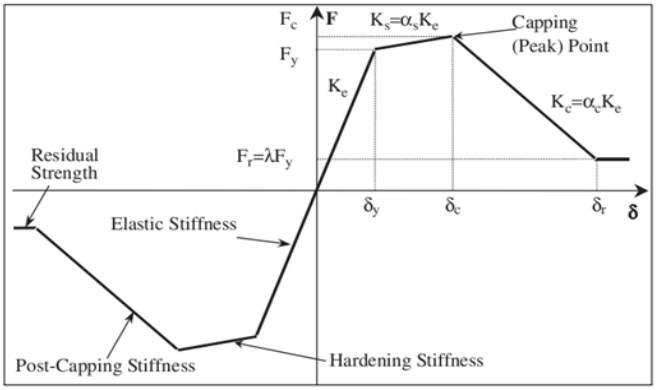


Figure I.16 La courbe Backbone (Ibarra, 2005)

I.7. ESSAIS EXPEREMENTAUX SUR LES PILES DE PONT

Le comportement des piles de pont en béton armé face aux séismes est un sujet de recherche en constante développement à travers le monde. Pour cela, on va présenter les différents essais qui déterminent le comportement sismique d'une pile de pont dans la figure ci-dessous

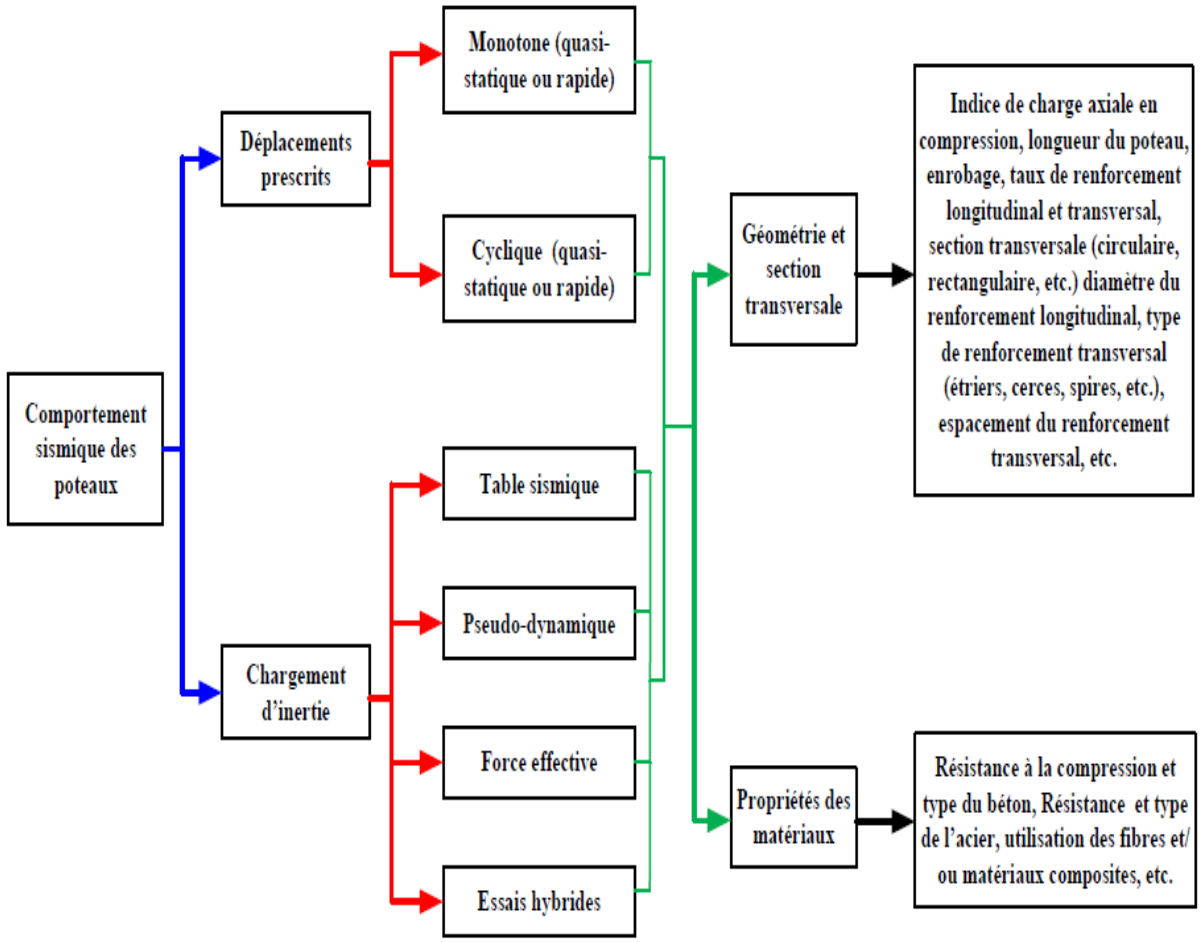
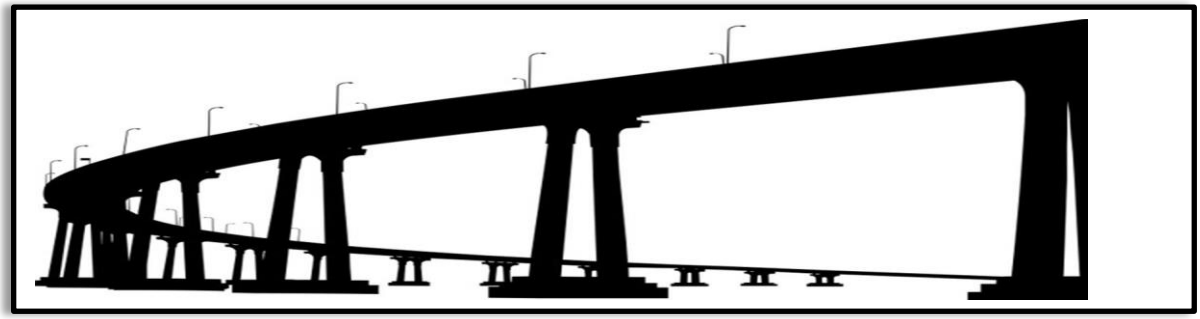


Figure I.17 Essais pour déterminer le comportement d'une pile de pont en béton armé sous une sollicitation sismique

I.8. CONCLUSION

A travers cette petite recherche bibliographique relative à l'analyse non-linéaire d'éléments structuraux sous chargement dynamique, j'ai été confronté à de nouveaux concepts, tel que, modèle hystérétique, rotule plastique, ductilité, dimensionnement sur une approche capacitaire, etc…

Comme j'ai pu saisir l'importance et l'intérêt des outils numériques dans la prédiction et l'évaluation de l'état de résistance des structures existantes ou neuves sous chargement dynamique. Permettant ainsi d'évaluer l'état de résistance du parc immobilier existant, ou dimensionner des ouvrages tout en garantissant un comportement acceptable lors d'un séisme.



CHAPITRE Ⅱ
PRESENTATION DU PROJET

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Pour mener à la bonne conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle, il faut d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

II.2. SITUATION DE PROJET

Le site appelé à recevoir l'ouvrage fait partie de la wilaya de Béjaia et se situe au niveau de Boudjellil Daïra de TAZMALT de PK27+123 au PK 27+263, la réalisation de l'ouvrage est recommandée dans le cadre de la liaison autoroutière reliant le port de Béjaia à l'autoroute est ouest, l'ouvrage permettra de franchir un obstacle principal qu'est Oued Dessene.

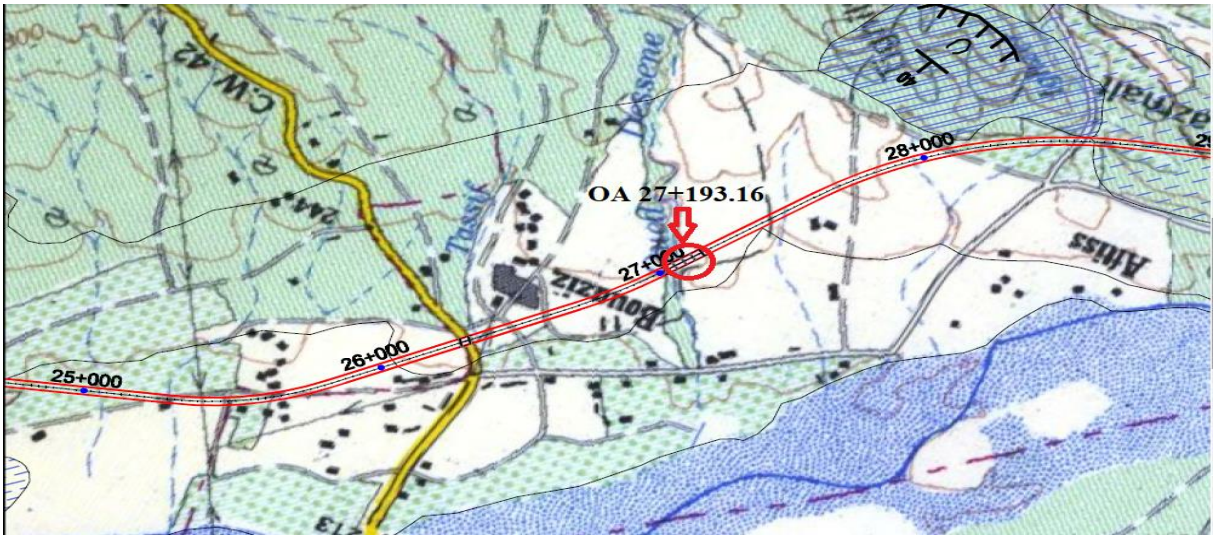


Figure II.1 Situation de l'ouvrage dans la carte de la région

II.3. LES DONNEES DU PROJET

Pour étudier un pont, certaines données sont nécessaires. On peut distinguer les données naturelles (liées à la nature environnante de l'ouvrage) et les données fonctionnelles (pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage).

II.3.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnelle éventuel. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

II.3.1.1. Données relatives à la voie portée

Les données relatives à la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

❖ **Le tracé en plan**

Le tracé est en alignement droit avec une longueur de 140 m.

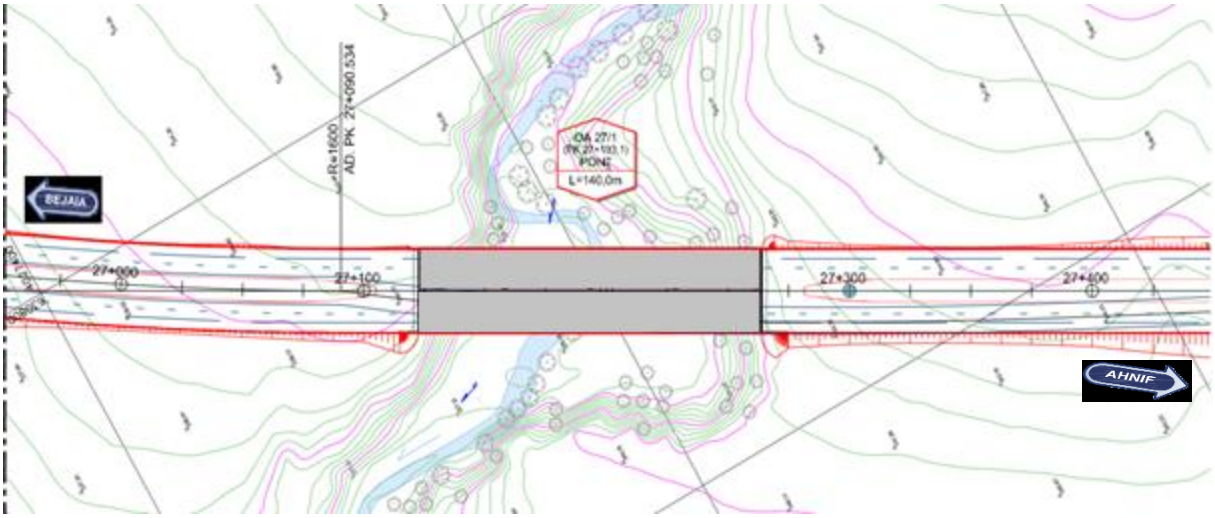


Figure II.2 Vue en plan

❖ **Le profil en long**

Longitudinalement, le tracé de la voie portée présente une déclivité unique de 1,63%.

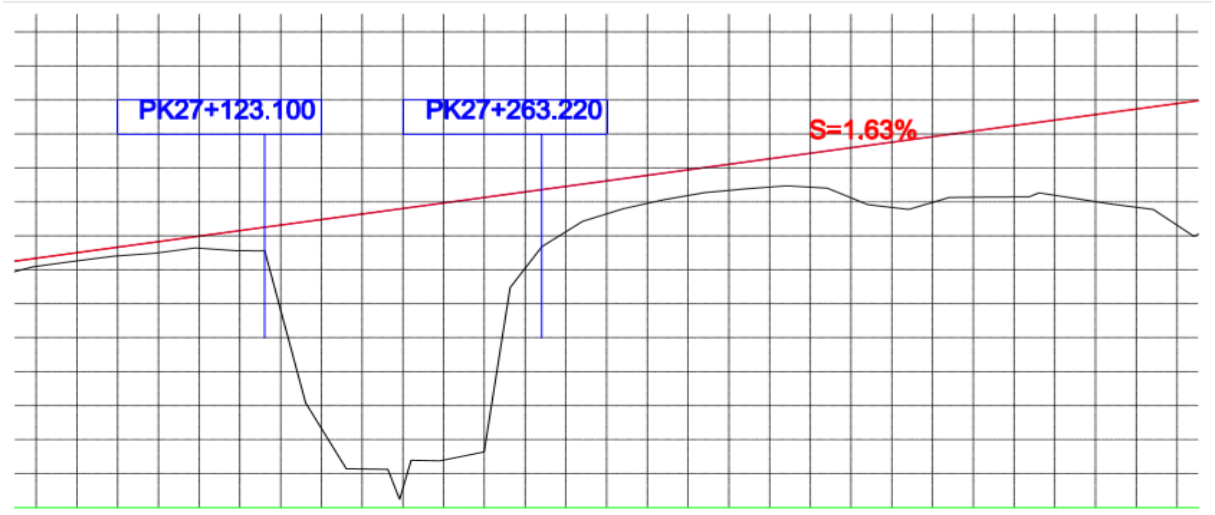


Figure II.3 Profil en long

❖ **Le profil en travers**

Le profil en traves de notre ouvrage est défini par deux cotés symétriques avec les dimensions identiques (2 x 16,25), chaque côté est composé de 3 voies de circulation, et deux trottoirs. Ainsi, le profil en travers est caractérisé par :

- ✦ La largeur totale de l'ouvrage : 16,25m.
- ✦ La largeur chargeable : 13,5m.
- ✦ La largeur roulable : 14,5m.
- ✦ Le nombre de voies de circulation : 3 voies de 3,5 m.
- ✦ Une bande d'arrêt d'urgence de 3 m.
- ✦ Le devers qui dépend du tracé routier : 2,5%.
- ✦ La largeur du trottoir : 1,25 incluant la corniche.

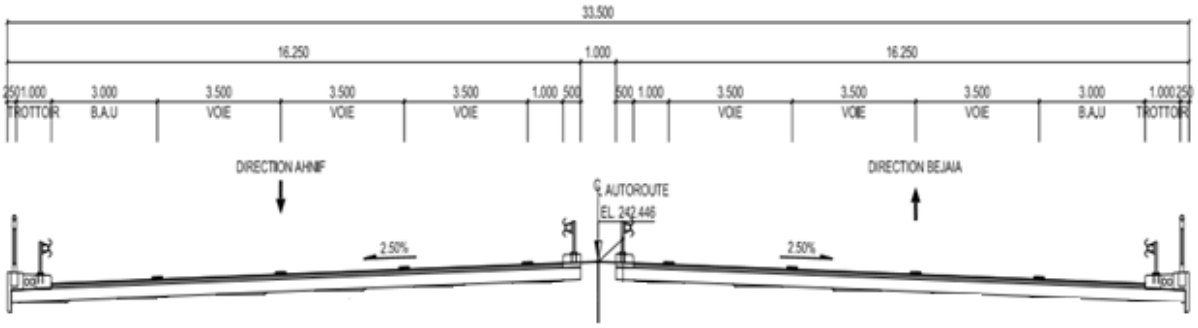


Figure II.4 Profil en travers type

II.3.1.2. Données relatives à l'obstacle franchi

❖ **Gabarit**

L'ouvrage franchit un oued de $PHE_{100} = 228{,}52$ m (par rapport au niveau de mer), le gabarit à respecter :

$$G = \text{la révanche} + PHE_{100}$$

On ajoute la revanche (un tirant d'air) pour tenir compte du phénomène du remous, pour tenir les appareils d'appui hors d'eau et pour éviter que des troncs d'arbres ne heurtent le tablier en cas de crue. Souvent, cette revanche est de 1 m.

$$G = 1 + 228{,}52 = 229{,}52 \text{ m}$$

❖ **Ouverture**

Sur la base du résultat de l'étude hydrologique et hydraulique, l'ouverture imposée est de 77 m.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Les données topographiques

Le terrain a une topographie collinaire, avec un relief doux et cultivée.



Figure II.5La topographie du site

II.3.2.2. Les données géotechniques

Pour l'étude de l'ouvrage, deux sondages (FC-75-1, FC-75-2) et un essai pressiométrique (PMT-75-1) ont été réalisés. Le résultat du sondage FC-75-1 et de l'essai PMT-75-1 ont permis d'observer une formation formée par une alternance de galet et d'argile du haut en bas. La

couche en galet est rencontrée sur une épaisseur de 2,0 à 5,0 m et la couche en argile est rencontrée sur une épaisseur de 1,0 à 5,0 m.

NB : Les résultats sont présentés dans **l'ANNEXE A**.

II.3.2.3. Les données hydrauliques

Selon la pluviométrie rencontrée dans la zone étudiée, la moyenne des précipitations annuelles atteints 830mm, avec un taux de 132 mm en mois de décembre ce qui fait le mois ayant le plus de précipitations.

Pour le débit calculé $Q_{100} = 34{,}9\ m^3/s$ et $PHE_{100} = 228{,}52$ m.

II.3.2.4. Actions d'origine naturelle

❖ **Température**

Selon le RCPR la variation de température est variée entre -15 et +35°.

❖ **Vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement des charges (RCPR) « le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2,5 KN/m² en service et 1,25 KN/m² en construction ».

❖ **Séismes**

Le territoire Algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie, et la zone d'étude de l'autoroute reliant la ville de Béjaia à l'autoroute Est-Ouest correspond à la zone IIa (moyenne) et le pont fait partie de groupe 2, Avec un coefficient d'accélération de 0,2.

Tableau II.1 Les coefficients d'accélération sismique

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

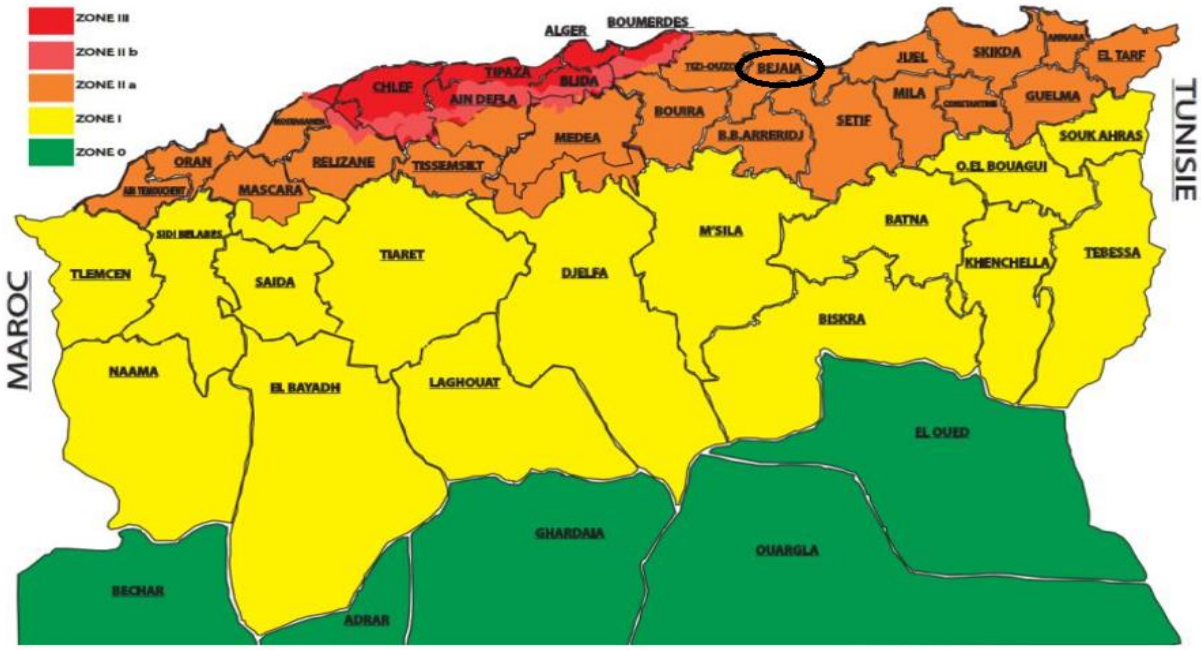
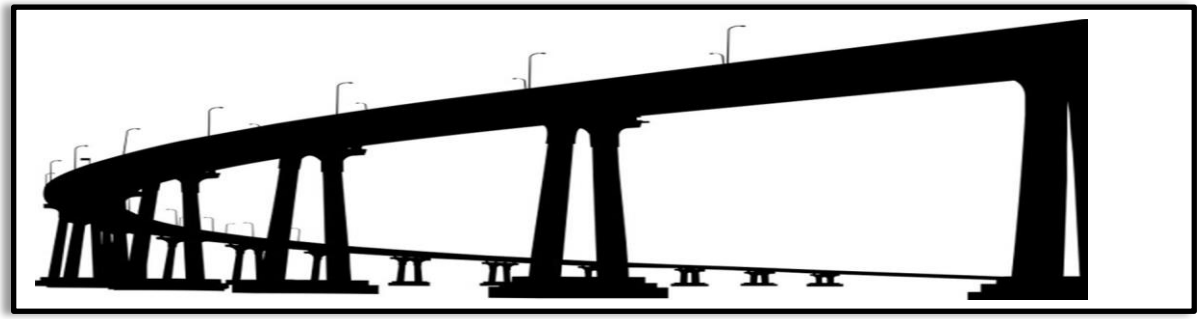


Figure II.6 Carte des zones sismiques de l'Algérie

II.4. CONCLUSION

J'ai présenté dans ce chapitre toutes les données nécessaires ainsi que la situation de l'ouvrage pour entamer le chapitre suivant qui base sur la conception de l'ouvrage.



CHAPITRE Ⅲ

ÉTUDE CONCEPTUELLE DE L'OUVRAGE

III. ETUDE CONCEPTUELLE DE L'OUVRAGE

III.1. INTRODUCTION

La conception a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

III.2. CRITERES DE CHOIX

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- L'esthétique de l'ouvrage.

III.3. PRÉSENTATION DES VARIANTES

Après une analyse soignée des données et des critères, trois variantes sont apparues être les plus raisonnables pour le franchissement de l'oued Dessene, ces variantes proposées ont des différences typologiques très marquées, valables et efficaces du point de vue technique :

- Variante n°1 : pont cadre fermé (Dalot).
- Variante n°2 : pont à poutres en béton précontraint (VIPP).
- Variante n°3 : pont mixte multi poutres.

III.3.1. Variante n°1 : « pont cadre ferme (dalot) »

III.3.1.1. Introduction

L'ouvrage type PI-CF est un cadre fermé en béton armé reposant sur le sol de fondation par sa face intérieure, Il est complété par des murs de soutènement destinés à retenir les terres qui constituent le remblai de la plate-forme. [1]

III.3.1.2. Description et prédimensionnement de la variante

Vis-à-vis les résultats de l'étude hydraulique qui donne un PHE_{100} = 1,21 m, et un débit de Q = 34,9 m^3/s.

On fixe un cadre de (6*6*1) de surface 36 m² et de longueur 38,25 m qui correspond à un débit d'au moins 36 m^3/s > 34,9 m^3/s (débit de mon projet).

Tant que le pont cadre dans ce cas est parallèle au lit d'oued, le rattrapage de niveau sera avec un remblai de hauteur égale à 12 m et le pont sera avec un biais de 80°.

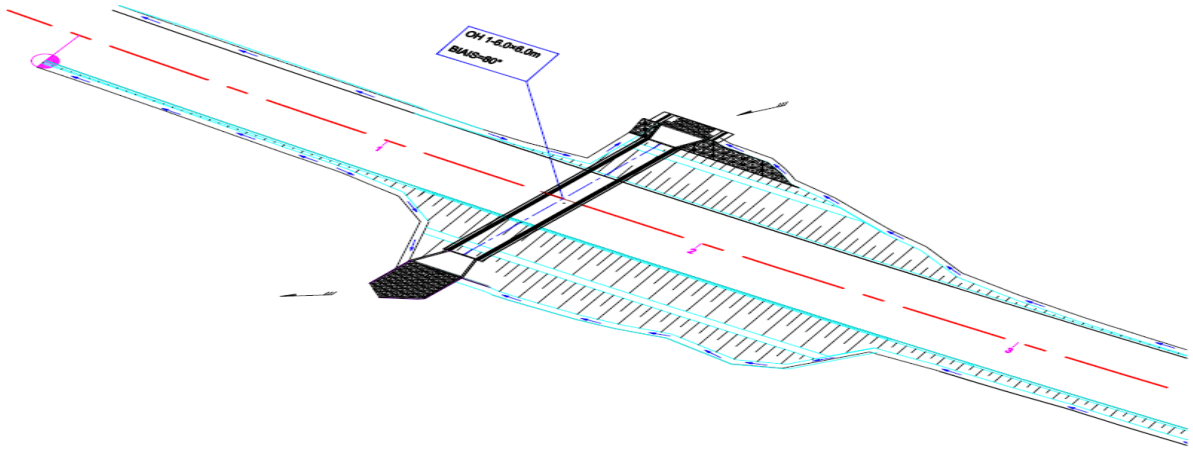


Figure III.1 Vue en plan

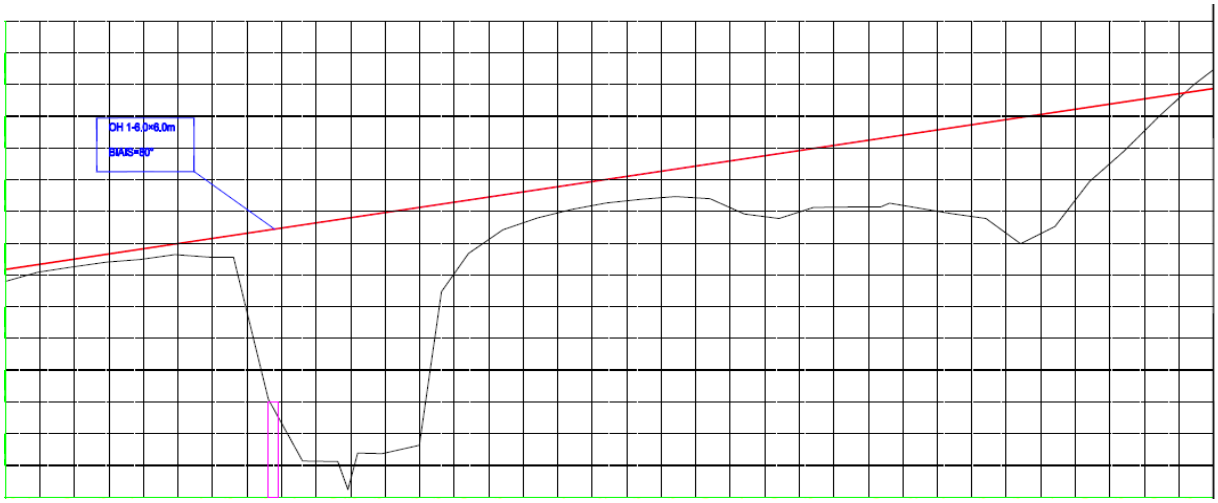


Figure III.2 Profil en long de l'ouvrage hydraulique

III.3.1.3. Les avantages et les inconvénients de la 1ère variante

❖ **Les avantages :**

- ✦ Structure simple et robuste.
- ✦ Facile d'exécution.
- ✦ Bonne tenue dans le temps.

❖ **Les inconvénients :**

- ✦ Cher au m² (montant de remblai + le dalot).
- ✦ Déviation provisoire du cours d'eau.
- ✦ Risque de phénomène d'érosion.

III.3.2. Variante n°2 : « pont à poutres en béton précontraint (VIPP) »

III.3.2.1. Introduction

Les ouvrages à poutre préfabriqué de type VIPP sont des structures relativement simples, ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres, le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont relié entre elles par un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. [1]

III.3.2.2. Description de la variante

Vis-à-vis l'ouverture de l'ouvrage (77m), cette variante peut constituer par 04 travées indépendantes de poutres précontraintes par post tension de longueur 35 m et de largeur de 32,8 m (deux ouvrages cote à cote).

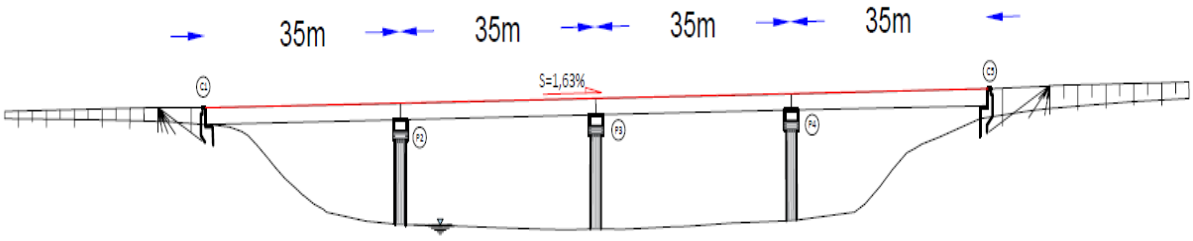


Figure III.3 Coupe longitudinale de la variante VIPP

III.3.2.3. Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement est fait selon le document SETRA « VIPP ».

Dans mon cas on a 4 travées de 35 m.

- Élancement :

L'élancement de tablier (poutre +hourdis) varie entre :

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

Avec : L=35m

$$1{,}75 \leq h_t \leq 2{,}1$$

On prend : $\mathbf{h_t = 2\ m.}$

- Épaisseur de l'hourdis :

Épaisseur de l'hourdis est comprise entre :

$$20\ cm \leq e_d \leq 30\ cm$$

On fixe : $\mathbf{e_d = 25\ cm.}$

D'où la hauteur de la poutre : $\mathbf{h_p = h_t - 0{,}25 = 2\text{-}0{,}25 = 1{,}75\ m.}$

- Entraxe entre poutres :

$$1{,}5 \leq \lambda \leq 2{,}5$$

On prend : $\boldsymbol{\lambda = 2{,}3\ m.}$

- Nombre des poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres : $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 13,8 m.

$N = \frac{13{,}8}{2{,}3} + 1 = 7.$

Donc le nombre des poutres : **N = 7 poutres.**

- La largeur de la table de compression :

$b > 0{,}6\ h_p$ => $b > 0{,}6*1{,}75 = 1{,}05.$

On fixe: **b = 1,30 m.**

- L'épaisseur de la table de compression :

$$10\ cm \leq e \leq 15\ cm$$

On prend : **e = 15 cm.**

- La largeur du talon :

Elle varie entre 40 et 80cm, dans mon cas je prends une largeur de $\mathbf{L_t = 65\ cm.}$

- L'épaisseur du talon :

On prend : $\mathbf{e_t = 0{,}225\ m.}$

- L'épaisseur de l'âme :
  - A l'about :

Au voisinage des appuis les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $\mathbf{b_0 = 65\ cm.}$

  - En section médiane :

On prend : $\mathbf{b_0 = 30\ cm.}$

  - A mi- travée :

On prend : $\mathbf{b_0 = 20\ cm.}$

- Les Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

  - Gousset du talon :

À mi- travée : $1 \leq tan\alpha \leq 1{,}5 \rightarrow \boldsymbol{\alpha = 45°.}$

Sur appui : il n'est y a pas de gousset.

  - Gousset de la table de compression :

À mi- travée :

On prend : $\alpha = 10{,}08° \rightarrow e_1 = 8$ cm.

$\alpha = 45° \rightarrow e_2 = 10$ cm.

En section médiane :

On prend : $\alpha = 10{,}08° \rightarrow e_3 = 7{,}1$ cm.

Sur appui :

On prend : $\alpha = 10{,}08° \rightarrow e_4 = 5{,}8$ cm.

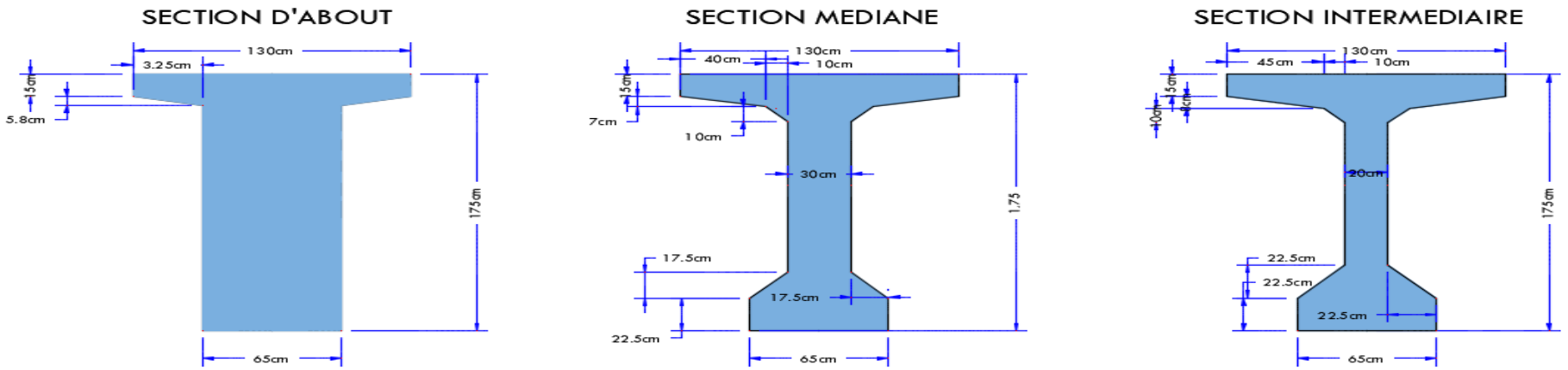


Figure III.4 Présentation des différentes sections transversale de la poutre

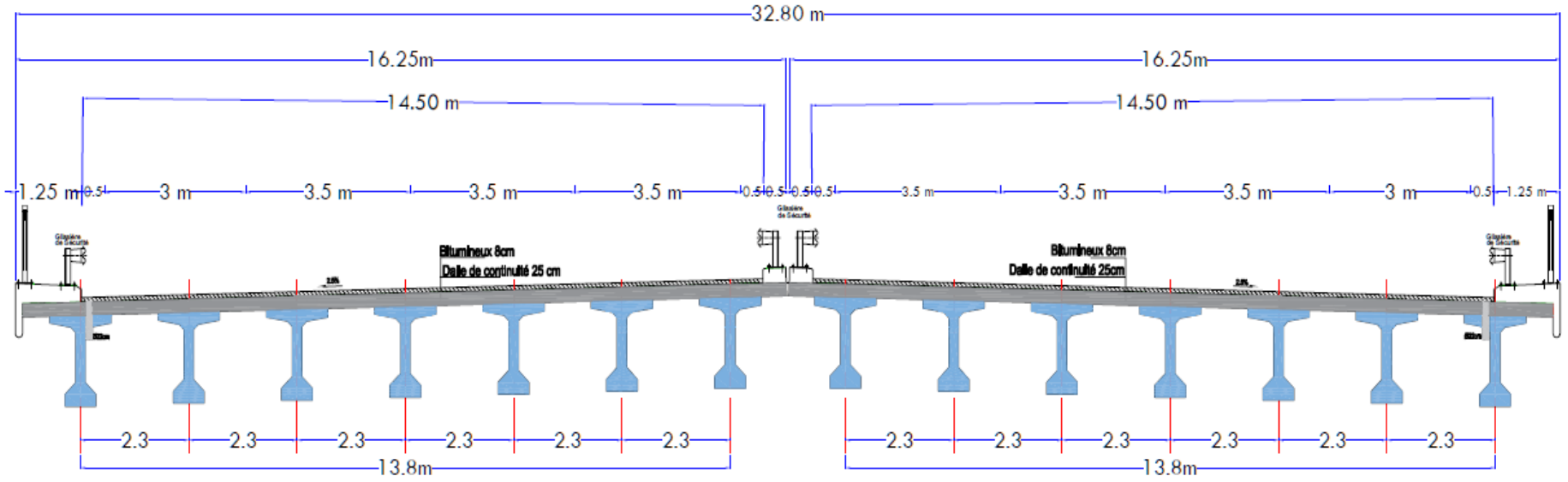


Figure III.5 Coupe transversale sur le tablier à mi- travée

III.3.2.4. Les avantages et les inconvénients de la 2ème variante

❖ **Les avantages :**

- ✦ Limitation des fissures (béton comprimé).
- ✦ Franchissement des grandes portées.
- ✦ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- ✦ La maîtrise de la méthode d'exécution.

❖ **Les inconvénients :**

- ✦ Poids très important.
- ✦ Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- ✦ Sensibilité au tassement.
- ✦ L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

III.3.3. Variante n°3 : « pont mixte bi poutres »

III.3.3.1. Introduction

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural avec des portées principale de 30 m à 130 m. [2]

III.3.3.2. Description de la variante

Pour cette variante, je propose un pont mixte bipoutres, avec 3 travées de même longueur 45 m.

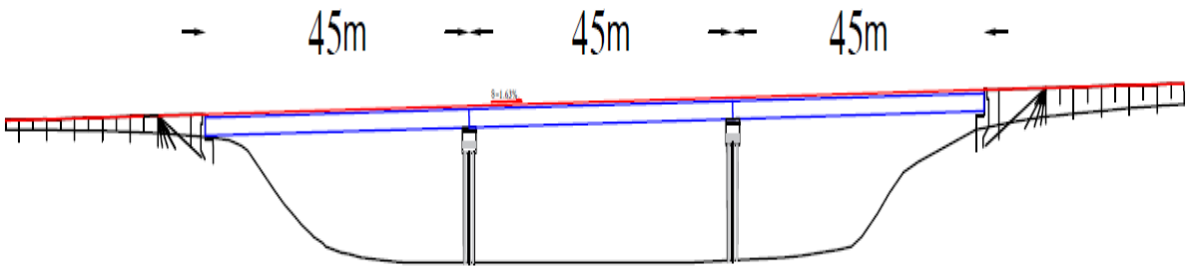


Figure III.6 Coupe longitudinale de la 3ème variante

III.3.3.3. Prédimensionnement des poutres

➢ Le pré dimensionnement de la dalle

Lorsque la largeur de la dalle dépasse une quinzaine de mètres on exécute une dalle en béton précontraint.

La dalle est en général d'épaisseur variable, 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (à mi- travée). [2]

➢ Pré dimensionnement de la poutre

À l'aide du document SETRA PONT MIXTE on fait le pré dimensionnement de la poutre en I.

➢ Nombre de poutres

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

$$N = \frac{L_a}{d}$$

L_a : largeur du tablier égale à 16,25 m.

d : entraxe entre les poutres égale à 0,55*16,25 =8,94 m.

$$N = \frac{16,25}{8,94} = 1,82$$

On prend : **2 poutres.**

➢ Élancement de poutre

$$h_p = \frac{L}{25} = 1,8$$

H_p = 1,8 m.

➢ Semelle supérieure

La largeur de la semelle supérieure

Aux appuis : $400 \leq b_s \leq 800$ mm $\rightarrow \mathbf{b_s = 600\ mm}$.

A mi- travée : $200 \leq b_s \leq 500$ mm $\rightarrow \mathbf{b_s = 400\ mm}$.

L'épaisseur de la semelle supérieure

$$\mathbf{t_s = 30\ mm}.$$

➢ Semelle inférieure

La largeur de la semelle inférieure

Sur appuis : $500 \leq b_s \leq 1200$ mm $\rightarrow \mathbf{b_i = 850\ mm}$.

A mi- travée : $300 \leq b_s \leq 600$ mm $\rightarrow \mathbf{b_i = 850\ mm}$.

L'épaisseur de la semelle supérieure

$$\mathbf{t_i = 40\ mm}.$$

➢ L'âme

Sur appuis : $\mathbf{b_i = 20\ mm}$.

A mi- travée : $\mathbf{b_i = 15\ mm}$.

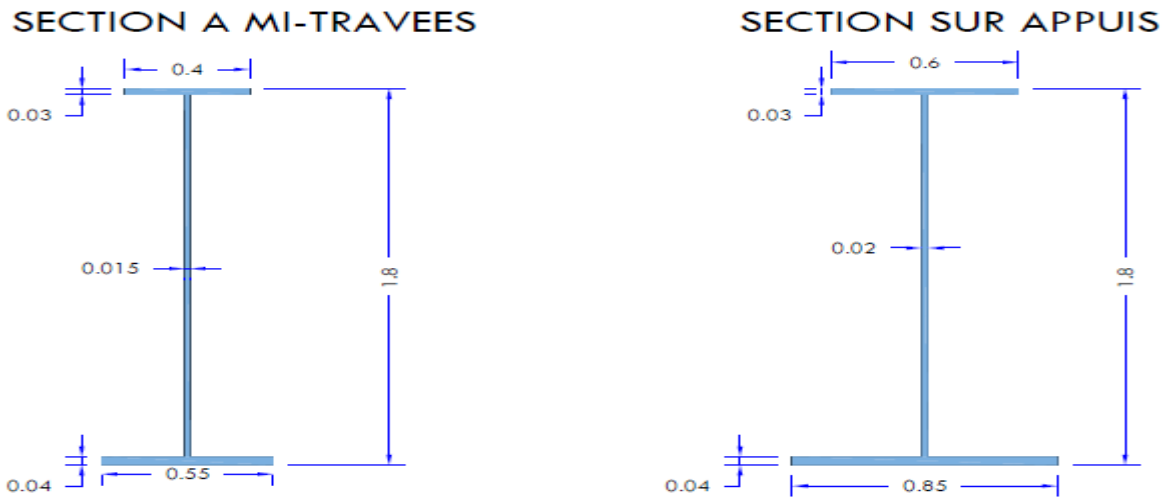


Figure III.7 Présentation des différentes sections transversale de la poutre

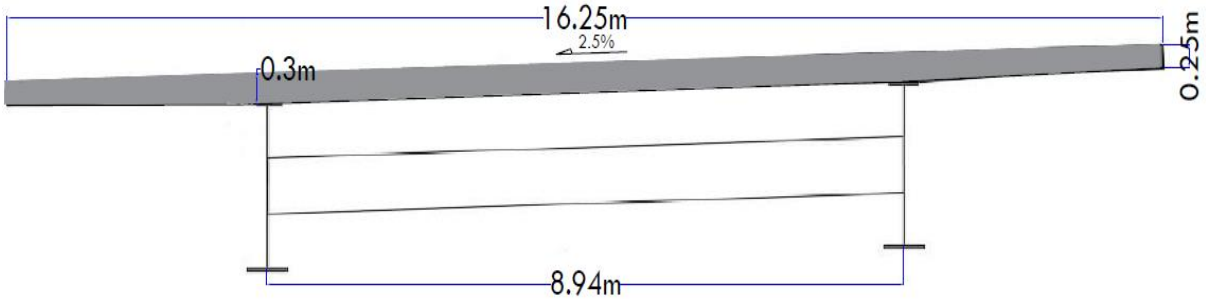


Figure III.8 Coupe transversale de la 3ème variante

III.3.3.4. Prédimensionnement des entretoises

Dans cette variante, j'ai choisi un espacement des entretoises de pont égal à 7 m qui varie entre 6 et 8 m maximum, et leurs dimensions sont montrées dans la **figure II.6**.[2]

Le profil d'entretoise choisi est : **IPE600**.

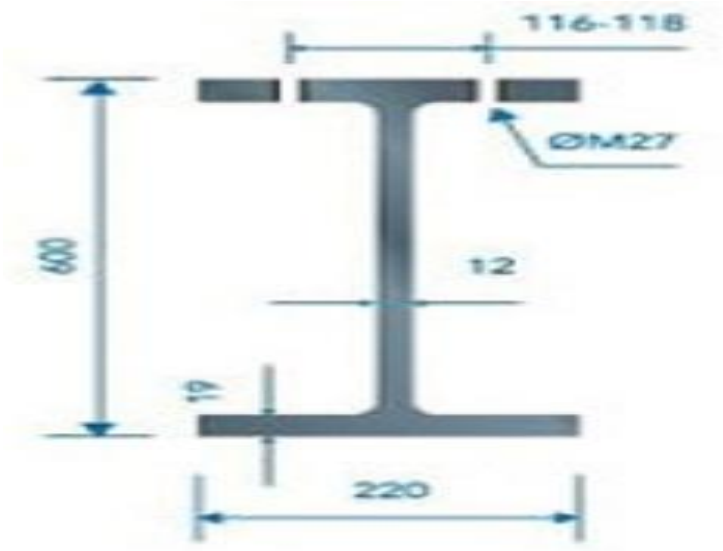


Figure III.9 Profil d'entretoise

III.3.3.5. Les avantages et les inconvénients de la 3ème variante

❖ **Les avantages :**

- ✦ La possibilité de franchir des portées assez importantes.
- ✦ La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- ✦ La rapidité d'exécution globale.

❖ **Les inconvénients :**

- ✦ Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- ✦ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✦ Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- ✦ Le risque de voilement.
- ✦ L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- ✦ Le coût est très élevé.

III.4. ANALYSE MULTICRITERES

A partir des avantages et inconvénients de chaque variante, j'arrive au choix de la variante à retenir en se basant sur les critères suivants :

Tableau III.1 Analyse multicritère des variantes proposées

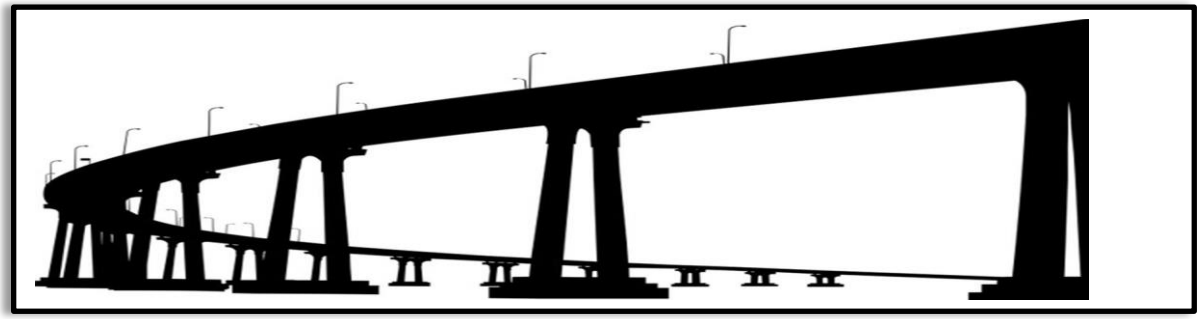
	L'économie	Réalisation	Esthétique
Pont cadre 'Dalot'	*Cher au m² (montant de remblai + le dalot). *terrassement très haute si on a une profondeur importante.	Facilité d'exécution	L'esthétique de ces ponts est peu favorable.
Pont à poutres Précontraintes post-tension	*L'entretien n'est pas obligatoire, sauf dans le cas de chocs, séisme ou le remplacement des appareils d'appuis et des joints de chaussé. *La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages	La rapidité d'exécution des travaux.	
Pont mixtes bipoutres	*Demande un entretien spécial à long terme. *Le coût est très élevé.	Requiert une main d'œuvre qualifié.	

Favorable
Peu favorable

III.5. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, j'opte pour la variante la plus favorable sur tous les plans de comparaison.

Si l'on prend en compte la PHE_{100} et le débit, l'implantation d'un dalot semble suffisante. Pourtant, compte tenu de la profondeur importante de 18 m et de l'érosion très avancées sur les berges (sub verticales) à qui il faudrait prévoir des terrassements très haut et délicat. De ce fait, on choisit la 2ème variante pour la suite de ce projet **« pont à poutres en béton précontraint (VIPP) ».**



CHAPITRE Ⅳ

CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Pour la réalisation d'un pont, il faut choisir des matériaux de constructions de bonne qualité qu'ils doivent résister aux différentes charges et surcharges.

Dans ce présent chapitre je vais définir les différents matériaux utilisables dans la construction avec les hypothèses et les références de calcul.

IV.2. CHOIX DES MATERIAUX

IV.2.1. Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde pour les réalisations des ouvrages de génie civil, c'est un matériau composite. Il est constitué de plusieurs matériaux différents, qui deviennent homogènes entre eux.

Le béton a une bonne résistance à la compression. Mais il résiste mal à la traction.

Selon B.A.E.L 91-REV99, on distingue :

IV.2.1.1. Résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise", notée f_{c28} et s'exprime en MPa. Et en fonction de cette résistance, on remarque la variation de f_{cj} (résistance en compression à j jours).

Tableau IV.1 formules de résistance en compression à j jours

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40$ MPa	$f_{cj} = j.f_{c28}/(4,76+0,83j)$	
	$f_{c28} > 40$ MPa	$f_{cj} = j.f_{c28}/(1,40+0,95j)$	
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40$ MPa	$f_{cj} = f_{c28}$	pour les calcul de résistance
$28 < J < 60$		$f_{cj} = j.f_{c28}/(4,76+0,83j)$	pour les calculs de déformation
$J > 60$		fcj = 1,1.fc28	pour les calculs de déformation

IV.2.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} et exprimée en MPa est définie conventionnellement par la relation : [3]

$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj}$; cette formule valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$Mpa.

IV.2.1.3. Contrainte admissible à la compression du béton

✦ **Etat limite ultime « ELU »** [3]

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

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

γ_b = { 1,15 dans le cas accidentel ; 1,5 dans le cas durable }

θ : coefficient qui dépend de la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si} \quad t > 24h \\ 0{,}9 & \text{si} \quad 1h \le t \le 24h \\ 0{,}85 & \text{si} \quad t < 1h \end{cases}$$

✦ **Etat limite de service « ELS »** [3]

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28}$$

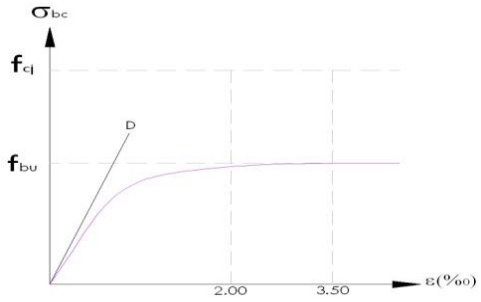


Figure IV.1 diagramme de calcul du béton « PARABOLE-RECTANGLE »

IV.2.1.4. Déformation longitudinale du béton « E »

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E_{ij}" définit par les règles B.P.E.L comme ce qui suit : [3]

✦ Module de déformation instantanée du béton (une durée d'application<24h) :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{tj}}\ \text{MPa.}$$

✦ Module de déformation sous chargement de langue durée :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{tj}}\ \text{MPa.}$$

IV.2.1.5. Déformation transversale du béton « G »

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

Où : ν : coefficient de poisson qui est de l'ordre de 0,3 pour un chargement instantané mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur :

ν=0,2 pour un béton non fissuré (ELS).

ν=0 pour un béton fissuré (ELU).

On résume dans le tableau ci-dessous les caractéristiques mécaniques du béton selon les éléments constituants mon projet :

Tableau IV.2 Caractéristiques du béton pour chaque élément du pont

Eléments	Résistance à la compression à 28 j(Mpa)	Résistance à la traction à 28 j (Mpa)	f_{bu} (Mpa) dans le cas durable	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)
Culées	**27**	**2 ,22**	**15,3**	**16,2**
Piles	**27**	**2,22**	**15,3**	**16,2**
Pieux	**27**	**2,22**	**15,3**	**16,2**
Dalle	**27**	**2,22**	**15,3**	**16,2**
Poutre en précontrainte	**45**	**3,3**	**25,5**	**27**

IV.2.2. Les aciers

Les aciers les plus utilisés dans la réalisation des ouvrages en béton précontraint sont :

IV.2.2.1. Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures identiques à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

✦ **La limite élastique**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE400, de limite élastique égale à 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_S tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.
$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

Pour mon ouvrage la situation est durable donc : $\gamma_s = 1.15$

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

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

✦ **Contrainte limite de traction**

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

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{nf_{tj}}\right\}$

Avec :

n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.

n = 1,6 Aciers à haute adhérence.

Si on considère que notre ouvrage se situe dans un environnement agressif exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable et la contrainte admissible est déterminée par la formule suivante [3] :

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

On choisit n = 1,6 donc : σ_s = 252,76 Mpa.

IV.2.2.2. Aciers actifs

Les propriétés mécaniques des câbles de précontraintes considéré pour le projet sont :

- ✦ Câble de type : 12 T15 S (douze torons de 15mm de diamètre).
- ✦ Aire nominale de l'acier : Ap= 1680 mm².
- ✦ Diamètre de la gaine : Φ= 8cm.
- ✦ Contrainte de rupture garantie : f_{prg} = 1860 Mpa.
- ✦ Limite élastique garantie : f_{peg} = 1600 MPa.
- ✦ Taux de relaxation à 1000 heure : ρ_{1000} = 2,5%.
- ✦ Module d'élasticité : E_P =1,9.10^5 MPa.

On définit dans le tableau ci-dessous les caractéristiques des aciers :

Tableau IV.3 Caractéristiques des aciers

Acier passive	
Type	Acier haute adhérence HA
Limite élastique f_e	400 MPa

Acier active	
Type de toron	12T15 S
Limite de rupture (f_{prg})	1860MPa
Limite élastique f_{peg}	1600MPa
Diamètre de gaine	8 cm

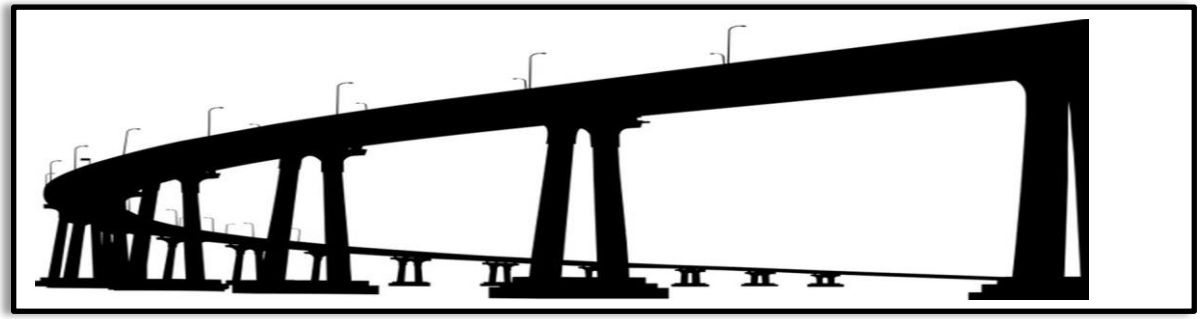
IV.3. REFERENCE ET REGLEMENT DE CALCUL

Les documents suivants sont considérés comme base de prescription de nos calculs :

- Les règles définissant les charges à appliquées pour les épreuves des ponts routier RCPR 2008.
- Le règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art RPOA 2008.
- Le béton armé aux états limites BAEL 91 (modifié 99).
- Le béton précontraint aux états limites BPEL 91 (modifié 99).

IV.4. CONCLUSION

Avec les caractéristiques des matériaux bien définies et les hypothèses de calcul, on peut commencer les calculs de l'ouvrage dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

V. CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Le tablier est un élément sur lequel circulent les véhicules ; il est constitué d'une dalle reposant sur un quadrillage de poutres : les poutres principales dans le sens de la circulation et les entretoises placés transversalement. Dans ce chapitre on met en évidence les différentes caractéristiques géométriques du mon tablier de pont.

V.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

V.2.1. La poutre

V.2.1.1. Définition

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir des bonnes caractéristiques mécaniques, Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

V.2.1.2. Pré dimensionnement de la poutre

Le dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA : Voir **chapitre Ⅱ (étude conceptuelle de l'ouvrage)**.

V.2.2. La dalle

La dalle est définie comme un hourdis général.

V.2.2.1. Longueur de la dalle

La longueur du l'hourdis est égale à la longueur des poutres, L_d =35 m.

V.2.2.2. Largeur de la dalle

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée rouable plus les trottoirs pour ça a était fixé pour 16,25 m.

V.2.2.3. Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale ; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m Dans ce cas on fixe : e_d = 25cm.

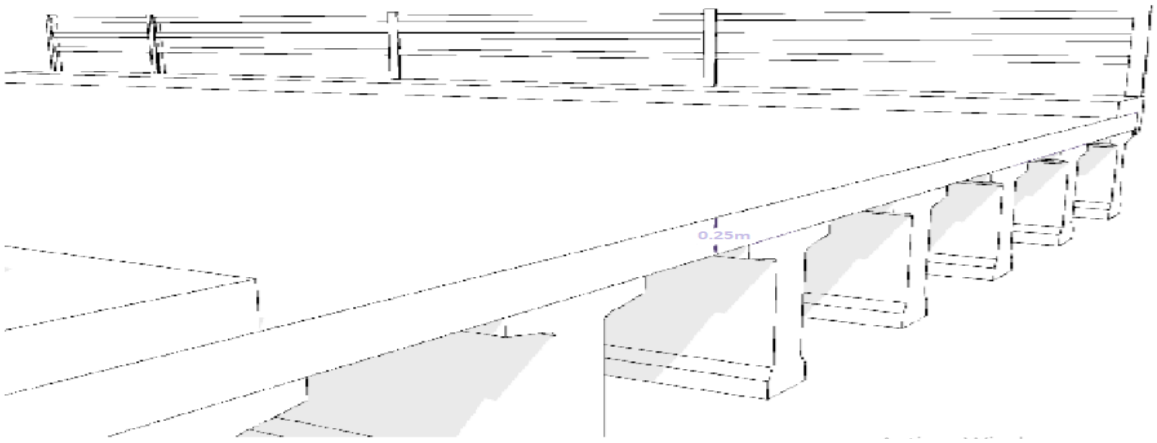


Figure V.1 Dimensions de la dalle

V.3. NOTATIONS ET FORMULES DES DIFFERENTES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Et $V = H - V'$

$B_{brute} = X * Y$

$S_{/\Delta\ brut} = B_{brute} * Z$

$I_{/\Delta\ brut} = \Sigma I_0 + B_{brute} * Z^2$

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

$S_{/\Delta\ net} = 95\% S_{/\Delta\ brut}$

$I_{/\Delta\ net} = 90\% I_{/\Delta\ brut}$

$I_G = I_{/\Delta\ brut} - S_{/\Delta\ brut} * V'$

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}}$$

Tel que :

V, V' : la position de centre de gravité de l'élément.

Δ : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.

B_{brute} : la section brute de l'élément.

B_{nette} : la section nette de l'élément.

I_0 : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément.

$I_{/\Delta\ brut}$: le moment d'inertie brut par rapport à l'axe Δ.

$I_{/\Delta\ net}$: le moment d'inertie net par rapport à l'axe Δ.

$S_{/\Delta\ brut}$: Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe Δ.

$S_{/\Delta\ net}$: Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe Δ.

Z : la distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême.

P : le rendement géométrique de cet élément.

$I_0 = \frac{bh^3}{12}$ Pour un élément rectangulaire ; $I_0 = \frac{bh^3}{36}$ pour un élément triangulaire.

V.4. CARACTERISTIQUE DES SECTIONS

V.4.1. Section à mi- travée

Tableau V.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ= B*Z (cm^3)	B*Z²	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+B*Z² (cm^4)
Rectangle 1	130	15	1950	167,5	326625	54709687,5	36562,5	54746250
Rectangle 2	20	137,5	2750	91,25	250937,5	22898046,88	4332682,292	27230729,17
Rectangle 3	65	22,5	1462,5	11,25	16453,125	185097,656	61699,219	246796,875
Rectangle 4 *2	10	8	160	156	24960	3893760	426,667	3894186,667
Triangle 5 *2	10	10	100	148,667	14866,7	2210187,689	277,778	2210465,467
Triangle 6 *2	45	8	360	157,333	56639,88	8911322,24	640	8911962,24
Triangle 7 *2	22,5	22.5	506,25	30	15187,5	455625	7119,141	462744,141

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	7288,75
B_{nette} (cm^2)	6924,313
$S_{/\Delta\ brut}$ (cm^3)	705669,705
$S_{/\Delta\ net}$ (cm^3)	670386,219
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	97703134,56
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	87932821,1

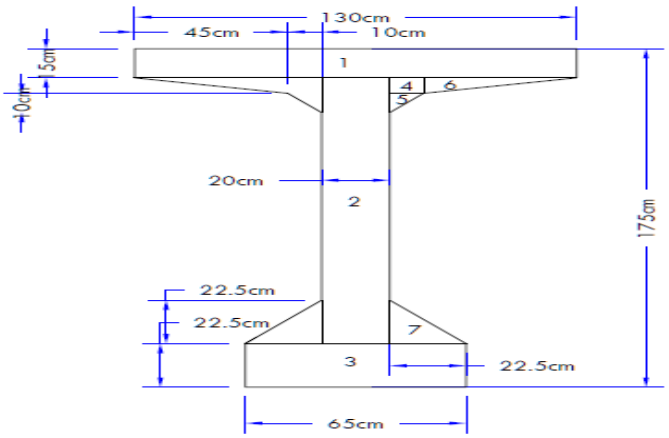


Figure V.2 Dimensions de la section de la poutre à mi-travée

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 96{,}816$ cm.

$V = H - V'$ Donc $V = 78{,}184$ cm.

$I_G = I_{/\Delta\ brut} - S_{/\Delta\ brut} * V'$ Donc $I_G = 29383016{,}4\ cm^4$.

$I_n = 0.9 * I_G = 26444714{,}76\ cm^4$.

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}5606.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\ brut} - S_{/\Delta\ brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
96,816	78,184	29383016,4	26444714,76	0,5606

V.4.2. Section à mi- travée avec hourdis

Tableau V.2 Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis à mi-travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ (cm^3)	I/Δ (cm^4)
Section poutre	-	-	7288,75	96,816	705669,705	97703134,56
Section de L'hourdis	230	25	5750	187,5	1078125	202447916,7

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	13038,75
B_{nette} (cm^2)	12386,813
$S_{/\Delta\ brut}$ (cm^3)	1783794,705
$S_{/\Delta\ net}$ (cm^3)	1694604,97
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	300151051,3
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	270135946,1

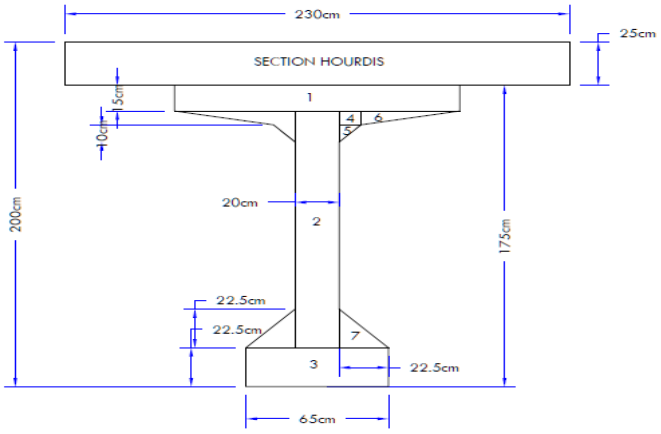


Figure V.3 La section de la poutre à mi-travée + hourdis

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 136{,}807$ cm.

$V = H - V'$ Donc $V = 63{,}193$ cm.

$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ Donc $I_G = 56115449{,}09\ cm^4$.

$$I_n = 0.9 * I_G = 50503904{,}18\ cm^4.$$

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}5240.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
136,807	63,193	56115449,09	50503904,18	0,5240

V.4.3. Section médiane

Tableau V.3 Caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ= B*Z (cm^3)	B*Z²	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+B*Z² (cm^4)
Rectangle 1	130	15	1950	167,5	326625	54709687,5	36562,5	54746250
Rectangle 2	30	137,5	4125	91,25	376406,25	34347070,313	6499023,438	40846093,748
Rectangle 3	65	22,5	1462,5	11,25	16453,125	185097,656	61699,219	246796,875
Rectangle 4 *2	10	7	140	156,5	21910	3428915	285,833	3429200,833
Triangle 5 *2	10	10	100	149,667	14966,7	2240021,089	277,778	2240298,867
Triangle 6 *2	40	7	280	157,667	44146,76	6960487,209	381,111	6960868,32
Triangle 7 *2	17,5	17,5	306,25	28,333	8676,981	245844,91	2605,252	248450,162

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	8363,75
B_{nette} (cm^2)	7945,563
$S_{/\Delta\ brut}$ (cm^3)	809184,816
$S_{/\Delta\ net}$ (cm^3)	768725,575
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	108717958,805
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	97846162,925

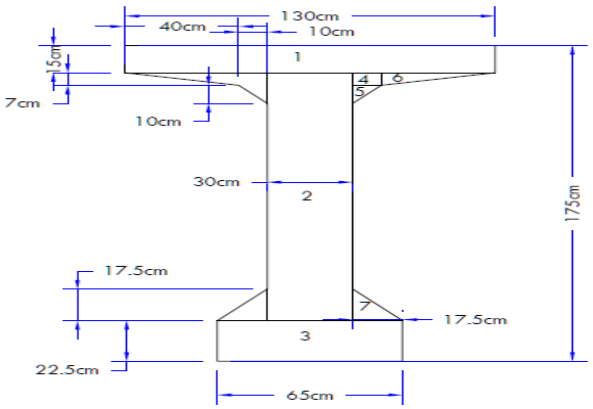


Figure V.4 Dimensions de la section de la poutre médiane

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 96{,}749\text{cm}$.

$V = H - V'$ Donc $V = 78{,}251\text{cm}$.

$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ Donc $I_G = 30430101{,}51\text{cm}^4$.

$$I_n = 0.9 * I_G = 27387091{,}36\ \text{cm}^4.$$

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}506.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
96,749	78,251	30430101,51	27387091,36	0,506

V.4.4. Section médiane avec hourdis

Tableau V.4 Caractéristiques géométriques de la section médiane + hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ (cm^3)	I/Δ (cm^4)
Section poutre	-	-	8363,75	96,749	809184,816	108717958,805
Section de L'hourdis	230	25	5750	187,5	1078125	202447916,7

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	14113,750
B_{nette} (cm^2)	13408,063
$S_{/\Delta\ brut}$ (cm^3)	1887309,816
$S_{/\Delta\ net}$ (cm^3)	1792944,325
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	311165875,505
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	280049288

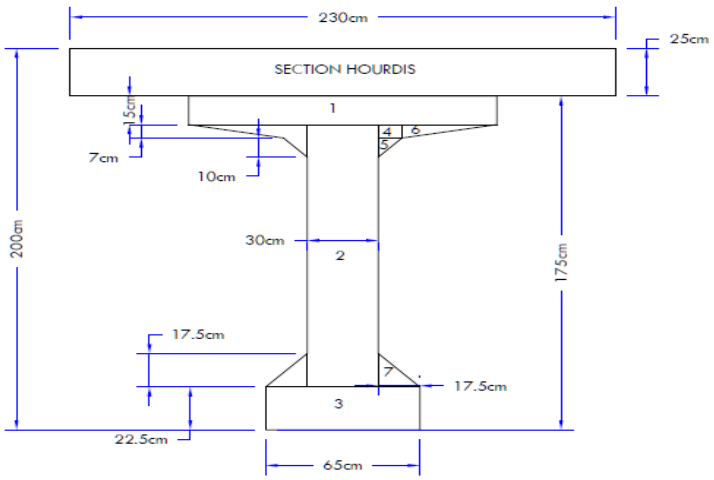


Figure V.5 La section de la poutre médiane + hourdis

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 133{,}721\text{cm}$.

$V = H - V'$ Donc $V = 66{,}279\text{cm}$.

$I_G = I_{/\Delta\ brut} - S_{/\Delta\ brut} * V'$ Donc $I_G = 58792253{,}445\text{cm}^4$.

$$I_n = 0.9 * I_G = 52913028{,}101\ \text{cm}^4.$$

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}495.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\ brut} - S_{/\Delta\ brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
133,721	66,279	58792253,445	52913028,101	0,495

V.4.5. Section d'about

Tableau V.5 Caractéristiques géométriques de la section d'about

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ= B*Z (cm^3)	B*Z²	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+B*Z² (cm^4)
Rectangle 1	65	175	11375	87,5	995312,5	87089843,75	29029947,92	116119791,67
Rectangle 2*2	32,5	15	975	167,5	163312,5	27354843,75	9140,625	27363984,375
Rectangle 3*2	32,5	5,8	188,5	158,067	29795,630	4709705,768	176,143	4709881,911

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	12538,5
B_{nette} (cm^2)	11911,575
$S_{/\Delta\ brut}$ (cm^3)	1188420,63
$S_{/\Delta\ net}$ (cm^3)	1128999,599
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	148193657,956
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	133374292,16

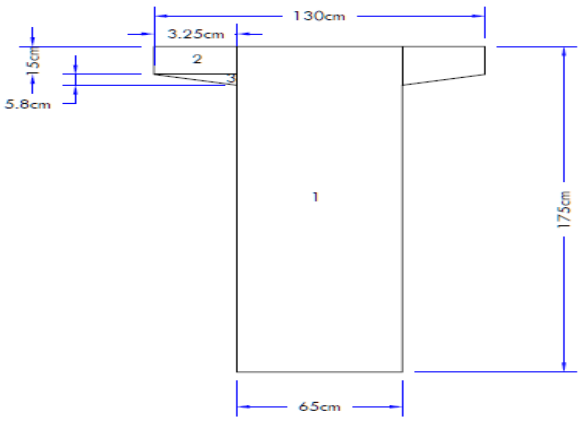


Figure V.6 Dimensions de la section de la poutre à l'about

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 94{,}782\text{cm}$.

$V = H - V'$ Donc $V = 80{,}218\text{cm}$.

$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ Donc $I_G = 35553103{,}359\text{cm}^4$.

$$I_n = 0.9 * I_G = 31997793{,}023\ \text{cm}^4.$$

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}3926.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
94,782	80,218	35553103,359	31997793,023	0,3926

V.4.6. Section d'about avec hourdis

Tableau V.6 Caractéristiques géométriques de la section d'about + hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ (cm^3)	I/Δ (cm^4)
Section poutre	-	-	12538,5	94,782	1188420,63	148193657,956
Section de L'hourdis	230	25	5750	187,5	1078125	202447916,7

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	18288,5
B_{nette} (cm^2)	17374,075
$S_{/\Delta\ brut}$(cm^3)	2266545,63
$S_{/\Delta\ net}$(cm^3)	2153218,349
$I_{/\Delta\ brut}$ (cm^4)	350641574,656
$I_{/\Delta\ net}$ (cm^4)	315577417,19

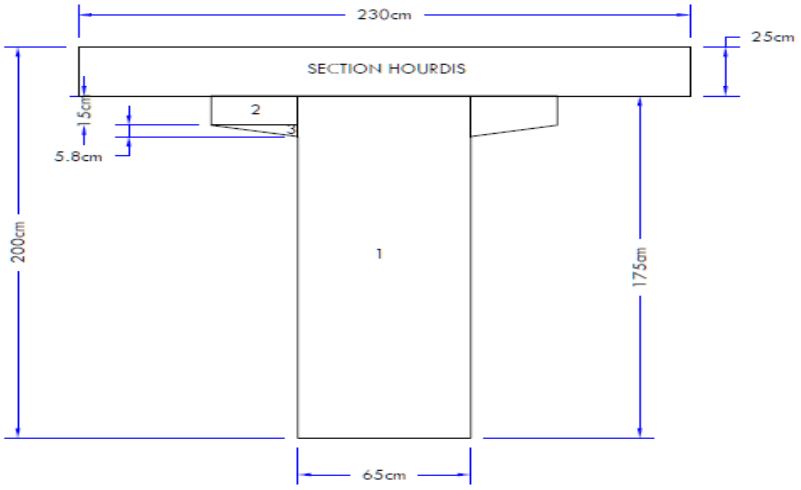


Figure V.7 La section de la poutre à l'about + hourdis

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ Donc $V' = 123{,}933\text{cm}$.

$V = H - V'$ Donc $V = 76{,}067\text{cm}$.

$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ Donc $I_G = 69742151{,}911\text{cm}^4$.

$$I_n = 0.9 * I_G = 62767936{,}72\ \text{cm}^4.$$

Le rendement géométrique :

$$P = \frac{I_G}{V * V' * B_{nette}} = 0{,}4258.$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta\,brut} - S_{/\Delta\,brut} * V'$ (cm^4)	I_n=0.9xI_G	Rendement géométrique (p)
123,933	76,067	69742151,911	62767936,72	0,4258

V.5.LES EQUIPEMENTS DE PONT

V.5.1. Les revêtements du tablier

V.5.1.1. Etanchéité

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [4]. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés. Les systèmes usuels sont à

la base d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support, de feuilles préfabriquées ou non. Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.) Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement.
- La durabilité.

Notre projet consomme environ de 2030 m² d'étanchéité pour la longueur totale du pont dans un seul côté.

V.5.1.2. Couche de roulement

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur variée entre 5 et 10 cm. Dans mon projet on prendra 6 cm pour la couche de roulement.

Pour notre projet la quantité de béton bitumineux est de 389,76 t pour un seul côté du pont.

V.5.2. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

Sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25 m. cette largeur loge la glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de mon projet et comme il sera conçu pour les trottoirs autoroutiers :

On fixe : $L_t = 1$ m ; $e_t = 0,23$ à $0,30$ m (forme trapézoïdale).

V.5.3. Les corniches

Les corniches font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage. Elles participent à l'aspect architectural de l'ouvrage et constitue un facteur essentiel de sa perception visuelle son rôle essentiel est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries.[5]

V.5.4. Les dispositifs retenus

V.5.4.1. Les garde-corps

Les garde-corps sont retenus pour protégées les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcés parfois difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhiculés légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante $0,95 + 0,005 \times H \pm 0,05$ m avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans mon projet H = 18 m Donc la hauteur du garde-corps égale à 0,99 m On prend la hauteur de garde-corps 1 m. [6]

Vis-à-vis les normes des autoroutes qui obligent un garde corde corps type S7.

V.5.4.2. Les glissières de sécurité

Les glissières de sécurité sont des éléments qui ont la propriété de se déformer lors d'un choc. Leur choix doit satisfaire à la fois les critères de sécurité et d'esthétisme ; Pour notre cas on a choisi le type GS4.

V.5.5. Les appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

V.5.6. Assainissement

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

V.5.7. Joints de chaussée

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

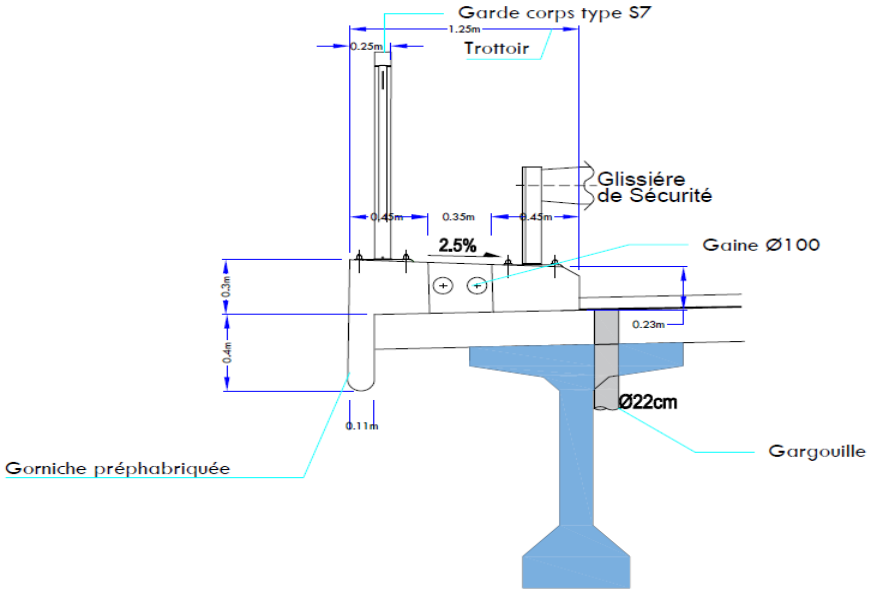
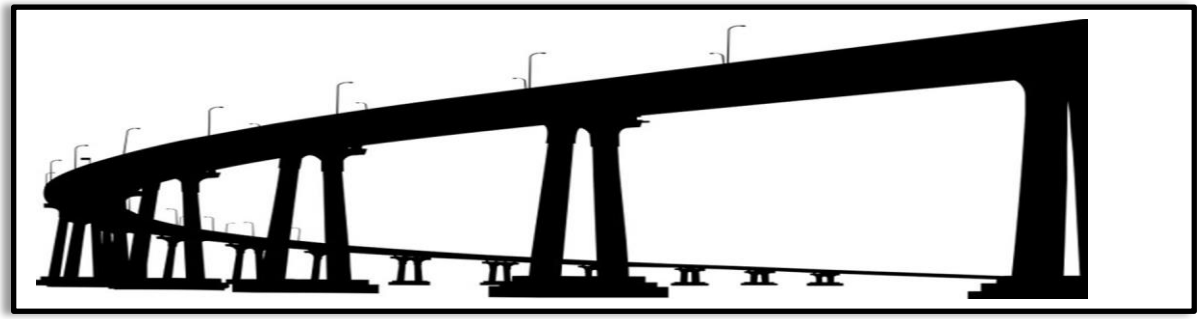


Figure V.8 Équipements du pont

V.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, j'ai bien défini et calculé toutes les caractéristiques d'éléments du tablier.

Je peux maintenant les utiliser pour avancer dans les calculs.



CHAPITRE VI

CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

VI. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérises les charges permanentes, et les surcharges d'exploitations appliquées, afin de vérifier la résistance de l'ouvrage et sa capacité à les supportés, portant que notre ouvrage est composé de deux ponts côte à côte et le viaduc dont nous disposons est un ouvrage isostatique composé de quatre travées identiques et indépendantes, l'étude du tablier va donc se faire sur une seule travée.

VI.2. CALCUL DES CHARGES

La charge totale de l'ouvrage est divisée sur deux secteurs principales vis-à-vis leurs rôles dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charges permanentes (CP).
- Complément de charges permanentes (CPP).

VI.2.1. Calcul des charges permanentes

VI.2.1.1. Les poutres

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

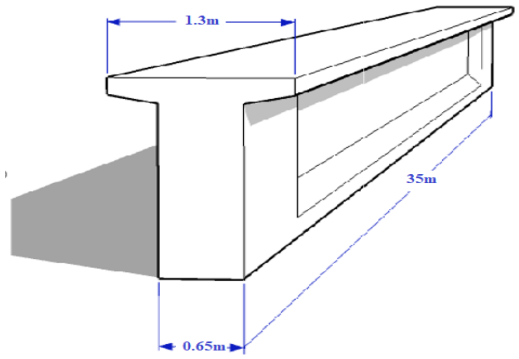


Figure VI.1 la poutre en 3D

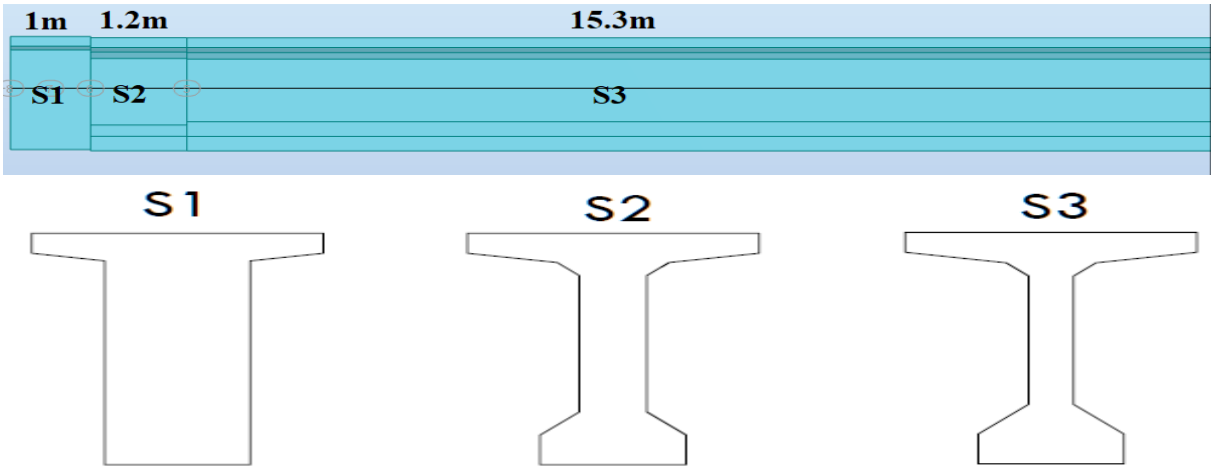


Figure VI.2 les longueurs des différentes sections de la poutre

Pour la moitié de la poutre on a :

$P = PS_1+PS_2+PS_3$

Psi= L_i*la surface de S_i*poids volumique BP.

Tel que :

L_i : longueur de la section

Le poids volumique du béton égale à 2,5 t/ m^3

S_i : l'air de la section.

Donc : PS_1=1*1,254*2,5=3,135 t.

PS_2=1,2*0,836*2,5=2,509 t.

PS_3=15,3*0,729*2,5=27,879 t.

Pour la totalité de la poutre :

$P_p = 2*\Sigma Ps_i = 2*$ 33,523 = 67,046 t.

P_p (par 1 ml) = 67,046/35 = 1,916 t/ml.

Pour l'ensemble des poutres :

P_p = 1,916*7 = 13,409 t/ml.

VI.2.1.2. La dalle

Epaisseur de la dalle est de 25 cm.

P_D = 0,25*16,25*2,5 = 10,156 t/ml.

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$CP = P_p + P_D$ = 13,409 + 10,156 = 23,565 t/ml.

VI.2.2. Calcul de complément des charges permanentes (CCP)

VI.2.2.1. Le revêtement

L'épaisseur de revêtement est 0,08m avec un poids volumique de 2,4t/m^3.

P_R = 0,08*2,4*14,5 = 2,784t/ml.

VI.2.2.2. Le trottoir et la corniche

S_t = 0,265 m² ; S_t : la surface du trottoir.

S_c = 0,1745 m² ; S_c : la surface de la corniche.

S_{t+c} = 0,265 + 0,1745 = 0,4395 m².

P_{t+c} = 0,4395*2,5*2 = 2,198 t/ml.

VI.2.2.3. Glissière de sécurité

P_{GS} = 0,06*2 = 0,12 t/ml.

VI.2.2.4. Garde-corps

P_{GC} = 0,1*2 = 0,2 t/ml.

Donc : CCP = 2,784 + 2,198 + 0,32 = 5,302 t/ml.

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Le poids total du tablier

	Élément	Poids t/ml	Poids Tot t/ml
CP	**Les poutres**	13,409	23,565
CCP	**La dalle**	10,156	5,302
	Les trottoirs	1,325	
	Les corniches	0,8725	
	Le revêtement	2,784	
	Les gardes corps + les glissières de sécurités	0,32	
		Poids total de tablier t/ml	**28,867 t/ml**
		Poids total de tablier	**1010,345 t**

VI.2.3. Calcul les efforts dus au poids propre

On a G = 28,867 t/ml.

- **L'effort tranchant : à (x = 0) (réaction)**
  $R_A = R_B = G * L/2 = 28,867 * 35/2 = 505,173$ t.
- **Moment fléchissant : à (x=L/2)**
  $M (L/2) = G * L^2/8 = 28,867 * 35^2/8 = 4420,259$ t.m.

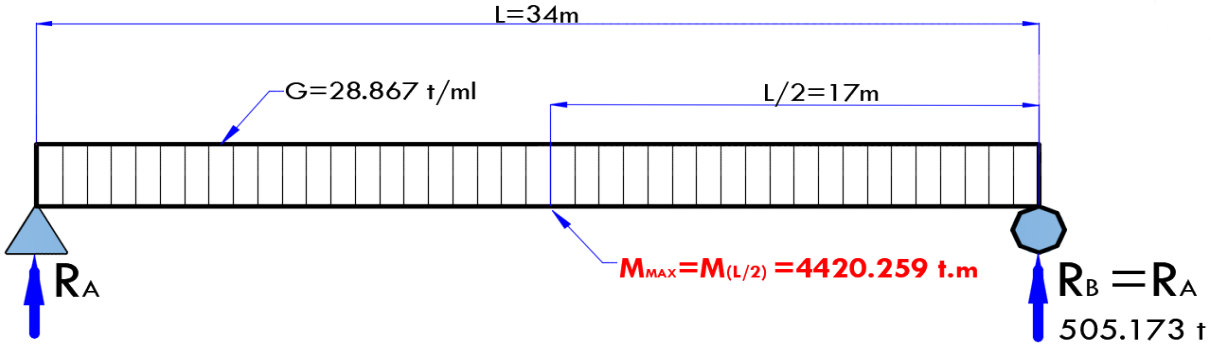


Figure VI.3 Les sollicitations dues au poids propre

VI.3. CALCUL DES SURCHARGES [SELON RCPR]

VI.3.1. Caractéristiques du pont

❖ **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont autoroutier Lr=14,5m.

❖ **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ; l'ouvrage est équipé d'une glissière pour les deux coté, donc $L_c=L_r-2\times0,5=13,5$m.

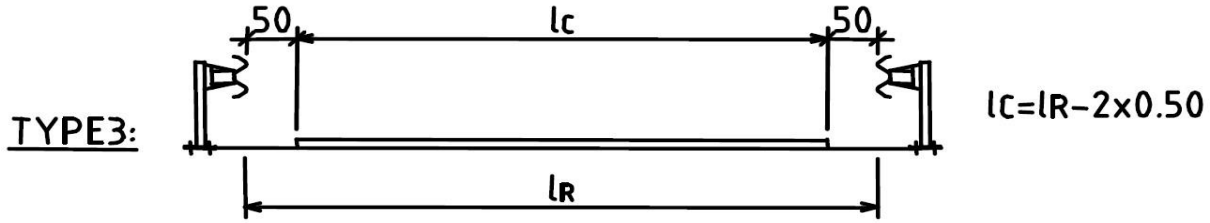


Figure VI.4 La largeur chargeable selon RCPR

❖ **Classe du pont**

Tableau VI.2 Classe du pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,5\ m < L_r < 7\ m$
3	$L_r < 5,5\ m$

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieure à 7 m, il est donc de première classe.

❖ **Nombre de voies**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largueur chargeable.

$$N= (Lc/3) = (13,5/3) = 4.$$

On a quatre voies de circulation ;

La Largeur d'une voie égale à : 13,5/4 = 3,375 m.

Les surcharges ont utilisé pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(l).
- Système B :(Bc, Bt, Br)
- La surcharge militaireMc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

VI.3.2. Système de charge A(l)

A (L) =230 + (36000 / (L+12)) (Kg/m²).

L : la longueur du tablier.

A (L) = 230 + 36000/ (35 + 12) = 995,957 Kg/m² = 0,996 t/m².

Cette surcharge doit multiplier fois deux facteurs a_1 et a_2.

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées :

Tableau VI.3 Coefficient a1

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	-	-	-

$a_2 = V_0/V$.

V = 3,375 m.

V_0 dépend de la classe du pont :

On a un pont de 1ère classe donc

V_0 = 3,5 m.

a_2 = 3,5/3,375 = 1,037.

Tableau VI.4 Valeurs de V0

Classe de pont	V_0
1er classe	3,5m
2eme classe	3m
3eme classe	2,75m

1er cas : une voie chargée

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 1 ⟹ a_1 = 1 et a_2 = 1,037.

$$A(L) = \max \begin{cases} a_1 A(L) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases} = \max \begin{cases} 0{,}996 \text{ t/m}^2 \\ 0{,}393 \text{ t/m}^2 \end{cases} = 0{,}996 \text{ t/m}^2.$$

$A_1(L) = A(L)*a_2*V = 0{,}996*1{,}037*3{,}375 = 3{,}486$ t/ml.

- **L'effort tranchant : à (x = 0) (réaction max)**
  $R_A = R_B = A_1(L) * L/2 = 3{,}486 * 34/2 = 59{,}262$ t.
- **Moment fléchissant : à (x=L/2)**
  $M(L/2) = A_1(L) * L^2/8 = 3{,}486 * 34^2/8 = 503{,}727$ t.m.

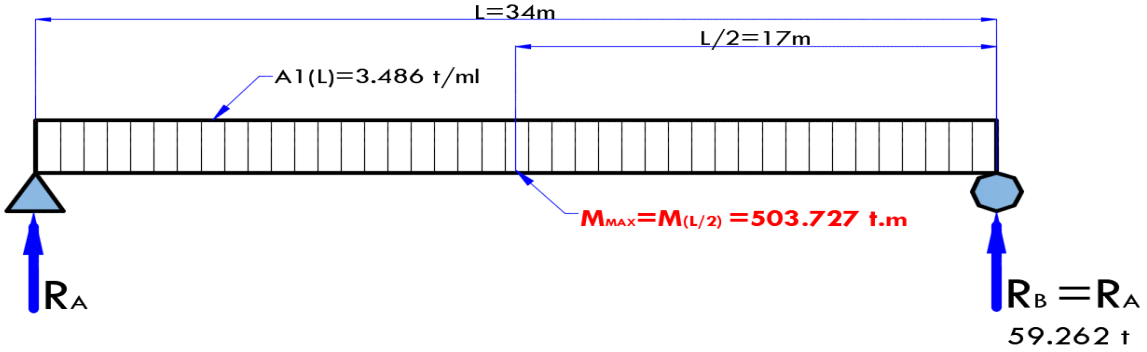


Figure VI.5 Positionnement du surcharge A1(L) pour des sollicitations max

2ème cas : deux voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 2 ⟹ a_1 = 1 et a_2 = 1,037.

$$A(L) = \max \begin{cases} a_1 A(L) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases} = \max \begin{cases} 0{,}996 \text{ t/m}^2 \\ 0{,}393 \text{ t/m}^2 \end{cases} = 0{,}996 \text{ t/m}^2.$$

$A_2(L) = A(L)*a_2*2V = 0{,}996*1{,}037*6{,}75 = 6{,}972$ t/ml.

- **L'effort tranchant : à (X = 0) (réaction max)**
  $R_A = R_B = A_2(L) * L/2 = 6{,}972 * 34/2 = 118{,}524$ t.
- **Moment fléchissant : à (x=L/2)**
  $M(L/2) = A_2(L) * L^2/8 = 6{,}972 * 34^2/8 = 1007{,}454$ t.m.

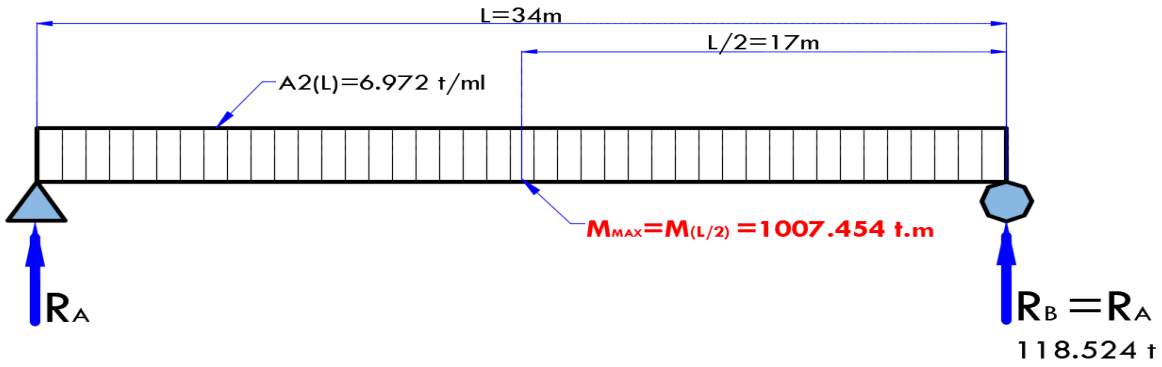


Figure VI.6 Positionnement du surcharge A2(L) pour des sollicitations max

3ème cas : trois voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 3 ⟹ $a_1 = 0,9$ et $a_2 = 1,037$.

$$A(L) = \max \begin{cases} a_1 A(L) \\ 4-0,002L \end{cases} = \max \begin{cases} 0,896\ t/m^2 \\ 0,393\ t/m^2 \end{cases} = 0,896\ t/m^2.$$

$A_3(L) = A(L)*a_2*3V = 0,896*1,037*10,125 = 9,408$ t/ml.

- **L'effort tranchant : à (X = 0) (réaction max)**
  $R_A = R_B = A_3(L) * L/2 = 9,408 * 34/2 = 159,936$ t.
- **Moment fléchissant : à (x=L/2)**
  $M(L/2) = A_3(L) * L^2/8 = 9,408 * 34^2/8 = 1359,456$ t.m.

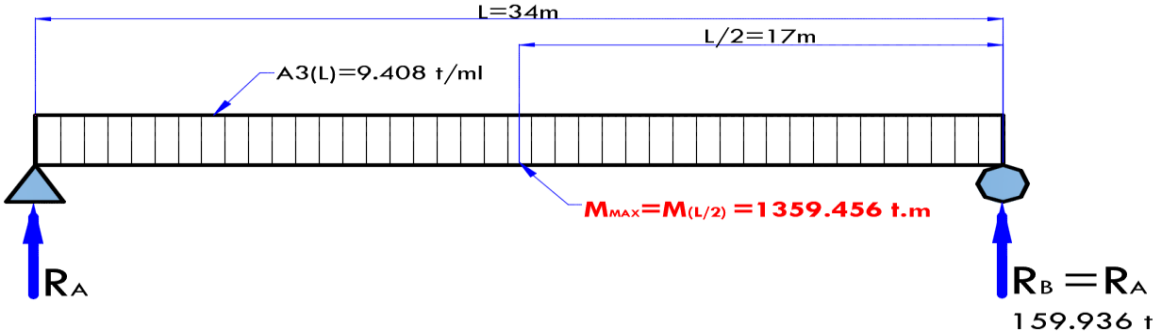


Figure VI.7 Positionnement du surcharge A3(L) pour des sollicitations max

4ème cas : quatre voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 4 ⟹ $a_1 = 0,75$ et $a_2 = 1,037$.

$$A(L) = \max \begin{cases} a_1 A(L) \\ 4-0,002L \end{cases} = \max \begin{cases} 0,747\ t/m^2 \\ 0,393\ t/m^2 \end{cases} = 0,747\ t/m^2.$$

$A_3(L) = A(L)*a_2*3V = 0,747*1,037*13,5 = 10,458$ t/ml.

- **L'effort tranchant : à (X = 0) (réaction max)**
  $R_A = R_B = A_3(L) * L/2 = 10,458 * 34/2 = 167,786$ t.
- **Moment fléchissant : à (x=L/2)**
  $M(L/2) = A_3(L) * L^2/8 = 10,458 * 34^2/8 = 1411,181$ t.m.

VI.3.3. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- ✦ Le système Bc se compose de camions types.
- ✦ Le système Br se compose d'une roue isolée.
- ✦ Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe. [7]

VI.3.3.1. Système Bc

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

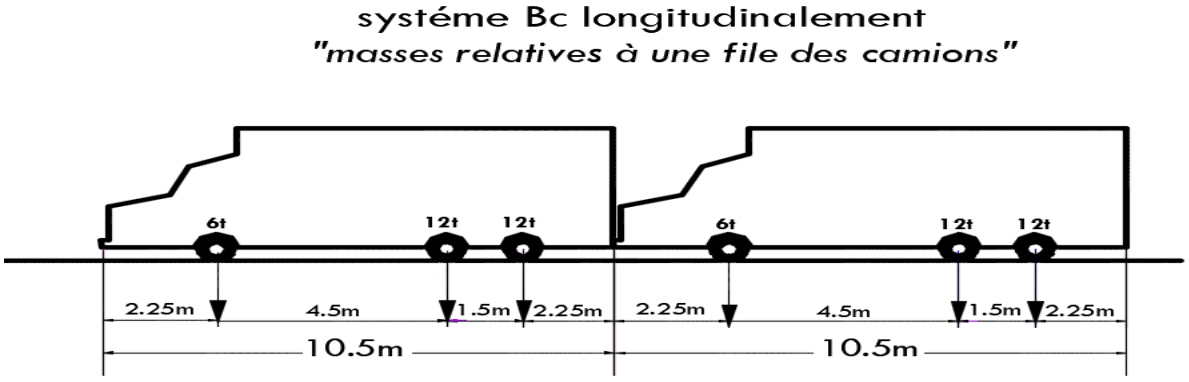


Figure VI.8 Système Bc longitudinalement

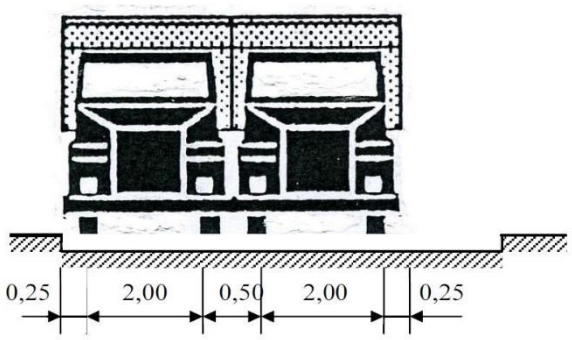


Figure VI.9 Système Bc transversalement

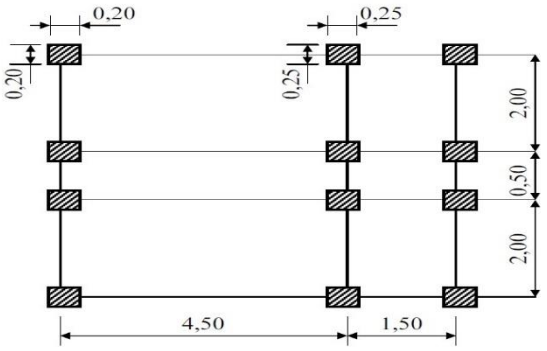


Figure VI.10 Répartition de la charge Bc en plan

❖ Calcul des coefficients de majoration dynamique

Le sens physique de ce coefficient :

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et M_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale de B.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication Par le coefficient de tableau suivant :

Tableau VI.5 Valeurs de bc

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	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	-	-	-

1er cas : une voie chargée

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 1 ⟹ D'après le tableau VI5 : $b_c = 1,2$.

Coefficient majoration dynamiques tel que :

S = 2*30*1,2

G = 1010,345 t.

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 34} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1010,345}{60 * 1,2}} = 1,062$$

2ème cas : deux voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 2 ⟹ D'après le tableau VI5 : $b_c = 1,1$.

Coefficient majoration dynamiques tel que :

S = 4*30*1,1

G = 1010,345 t.

$$\delta_2 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 34} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1010,345}{120 * 1,1}} = 1,07$$

3ème cas : trois voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 3 ⟹ D'après le tableau VI5 : $b_c = 0,95$.

Coefficient majoration dynamiques tel que :

S = 6*30*0,95

G = 1010,345 t.

$$\delta_3 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 34} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1010,345}{180 * 0,95}} = 1,076$$

4ème cas : quatre voies chargées

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 4 ⟹ D'après le tableau VI5 : $b_c = 0,8$.

Coefficient majoration dynamiques tel que :

S = 8*30*0,8

G = 1010,345 t.

$$\delta_3 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*34} + \frac{0,6}{1+4\frac{1010,345}{240*0,8}} = 1,078$$

❖ **Calcul des sollicitations**

✦ **L'effort tranchant : à (x = 0)**

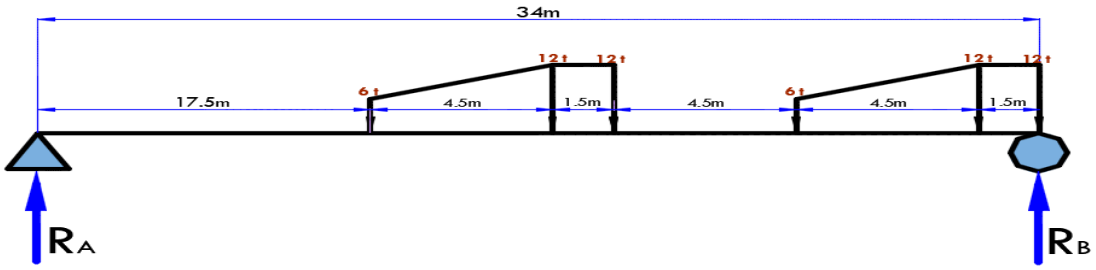


Figure VI.11 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant

1er cas : une voie chargée

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A*34 = 12*1,5+6*6+12*10,5+12*12+6*16,5 = 423$ t.m.

Donc : $R_A = 423/34 = 12,441t \Longrightarrow R_B = R_{max} = 60 - 12,441 = 47,559$ t.

$R_1(B_c) = R_B*b_c*N_{voies}*\delta_1 = 47,559*1,2*1*1,062 = 60,609$ t.

2ème cas : deux voies chargées

$R_2(B_c) = R_B*b_c*N_{voies}*\delta_2 = 47,559*1,1*2*1,07 = 111,954$ t.

3ème cas : trois voies chargées

$R_3(B_c) = R_B*b_c*N_{voies}*\delta_3 = 47,559*0,95*3*1,076 = 145,844$ t.

4ème cas : quatre voies chargées

$R_3(B_c) = R_B*b_c*N_{voies}*\delta_3 = 47,559*0,8*4*1,078 = 164,059$ t.

✦ **Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES »**

Théorème : « Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (p_i) sera maximum lorsque cette charge (p_i) est la résultante R de toutes les charges selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

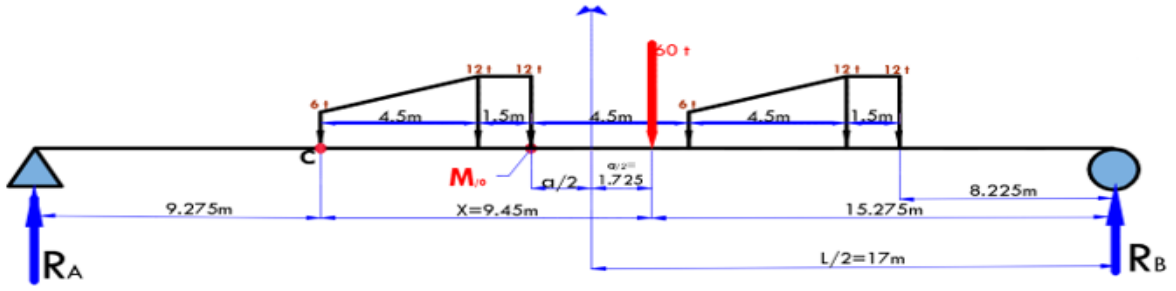


Figure VI.12 Positionnement de la résultante des charges selon Barrés

$M_{/c} = R*X = 12*4,5+12*6+6*10,5+12*15+12*16,5 \Longrightarrow 60X = 567$ t.m.

Donc : X = 9,45 m.

a = 9,45-1,5-4,5 = 3,45 m $\Longrightarrow$ a/2 = 1,725 m.

$M^{T}_{Bc} = M_{/0}$.

$\Sigma M_{/A} = 0$ donc

$R_B = (1/34) *(6*9,275+12*13,775+12*15,275+6*19,775+12*24,275+12*25,775)$

$R_B = 33,044$ t $\Longrightarrow R_A = 60-33,044 = 26,956$ t.

$M_{/0} = R_A*15,275-6*6-12*1,5 = 357,751$ t.m.

1er cas : une voie chargée

$M_{Bc1} = M_{/0}* b_c*N_{voies}*\delta_1 = 357,751*1,2*1*1,062 = 455,918$ t.m.

2ème cas : deux voies chargées

$M_{Bc2} = M_{/0}* b_c*N_{voies}*\delta_2 = 357,751*1,1*2*1,07 = 842,146$ t.m.

3ème cas : trois voies chargées

$M_{Bc3} = M_{/0}* b_c*N_{voies}*\delta_3 = 357,751*0,95*3*1,076 = 1097,079$ t.m.

4ème cas : quatre voies chargées

$M_{Bc3} = M_{/0}* b_c*N_{voies}*\delta_3 = 357,751*0,8*4*1,078 = 1234,098$ t.m.

VI.3.3.2. Système B_t

Un tandems type de système B_t comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

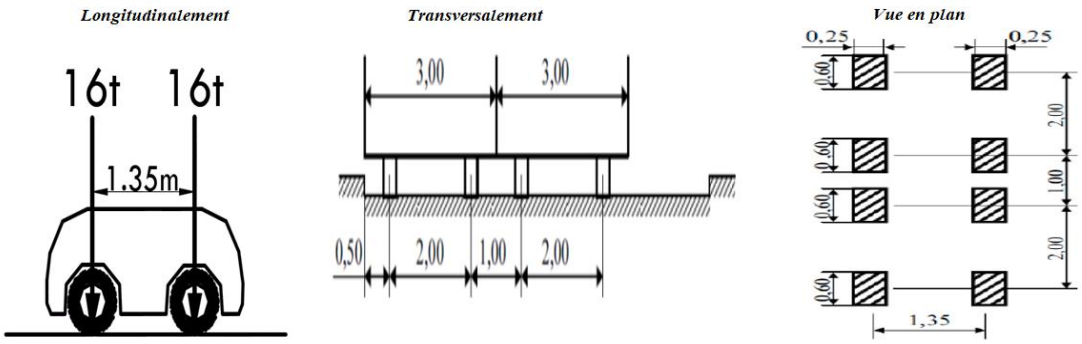


Figure VI.13 Système Bt

❖ **Calcul des coefficients de majoration dynamique, et coefficients bt**

Tableau VI.6 Valeurs de bt

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

Pont de 1ère classe $\Longrightarrow$ $b_t = 1,2$.

1er cas : un tandem de B_t

Coefficient de majoration dynamique tel que :

S = 32*1,2

G = 1010,345 t.

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*34} + \frac{0,6}{1+4\frac{1010,345}{32*1,2}} = 1,057$$

2ème cas : deux tandems de B_t

Coefficient de majoration dynamique tel que :S = 2*32*1,2

G = 1010,345 t.

$$\delta_2 = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*34} + \frac{0,6}{1+4\frac{1010,345}{2*32*1,2}} = 1,062$$

- ❖ **Calcul des sollicitations**
- ✦ **L'effort tranchant : à (x = 0)**

1er cas : un tandem de B_t

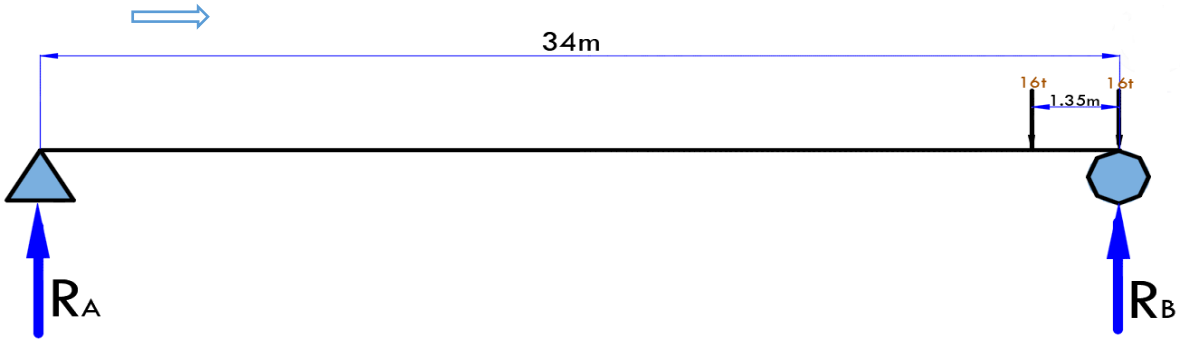


Figure VI.14 Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt

$\Sigma M_{/B} = 0$ $R_A*34 = 16*1,35$

Donc $R_A = (16*1,35) / 34 = 0,635$ t ⟹ $R_B = 32-0,635 = 31,365$ t.

$R_{1max}(B_t) = R_B*b_t*N_{tandems}*\delta_1 = 31,365*1,2*1*1,057 = 39,783$ t.

2ème cas : deux tandems de B_t

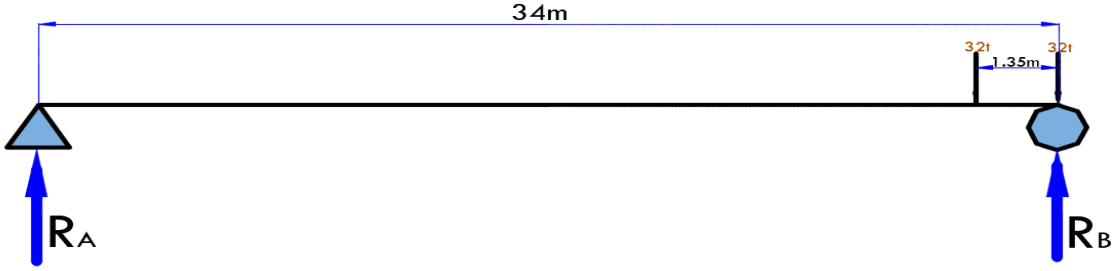


Figure VI.15 Positionnement de deux tandems de la charge Bt

$R_{2max}(B_t) = R_B * b_t * N_{tandems} * \delta_2 = 31{,}365 * 1{,}2 * 2 * 1{,}062 = 79{,}943$ t.

✦ **Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES »**

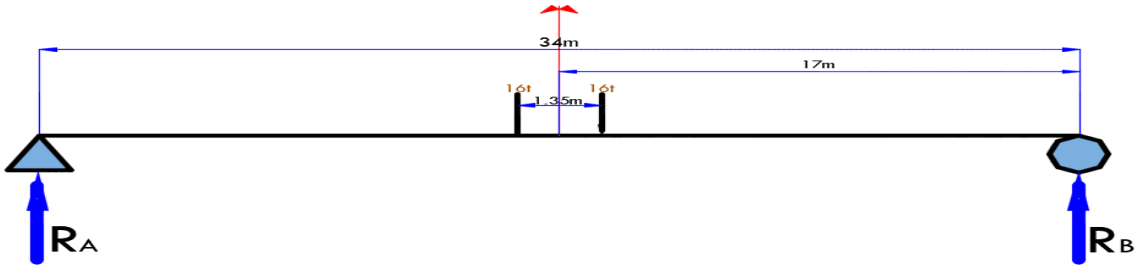


Figure VI.16 Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 16$ t.

$M(L/2) = M_{Bt} = R_A * (34/2) - 16 * 0{,}675 = 261{,}2$ t.m.

1er cas : un tandem de B_t

$M_{Bt1} = M_{Bt} * b_t * N_{tandems} * \delta_1 = 261{,}2 * 1{,}2 * 1 * 1{,}057 = 331{,}306$ t.m.

2ème cas : deux tandems de B_t

$M_{Bt2} = M_{Bt} * b_t * N_{tandems} * \delta_2 = 261{,}2 * 1{,}2 * 2 * 1{,}062 = 665{,}747$ t.m.

VI.3.3.3. Système B_r

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

✦ Une roue isolée, porte une masse de 10t
✦ Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m*0,30 m
✦ Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

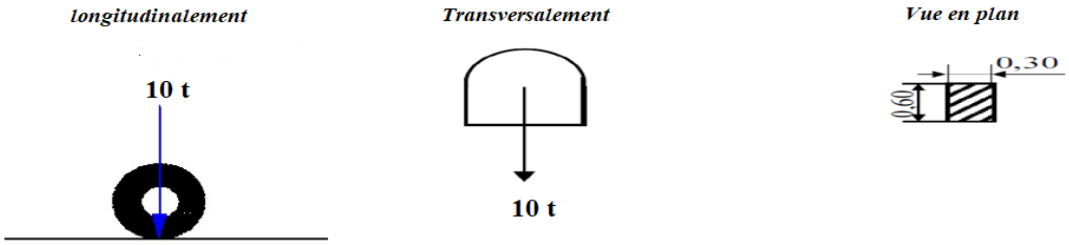


Figure VI.17 Système Br

❖ **Calcul du coefficient de majoration dynamique**

S = 10 t.

G = 1010,345 t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 34} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1010,345}{10}} = 1,053$$

❖ **Calcul des sollicitations**

✦ **L'effort tranchant : à (x = 0)**

$R_{Br} = R_B * \delta = 10 * 1{,}053 = 10{,}53$ t.

✦ **Moment fléchissant :**

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 5$ t.

$M\ (L/2) = M_{Br} = R_A*(34/2) = 85$ t.m.

$M_{max} = M_{Br}*\delta = 85*1,053 = 89,505$ t.m.

VI.3.3.4. Convoi M_c120

Le convoi militaire de type M_c120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

✦ Masse totale : 110t
✦ Longueur d'une chenille : 6,10m
✦ Largeur d'une chenille : 1,00m
✦ Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
✦ Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

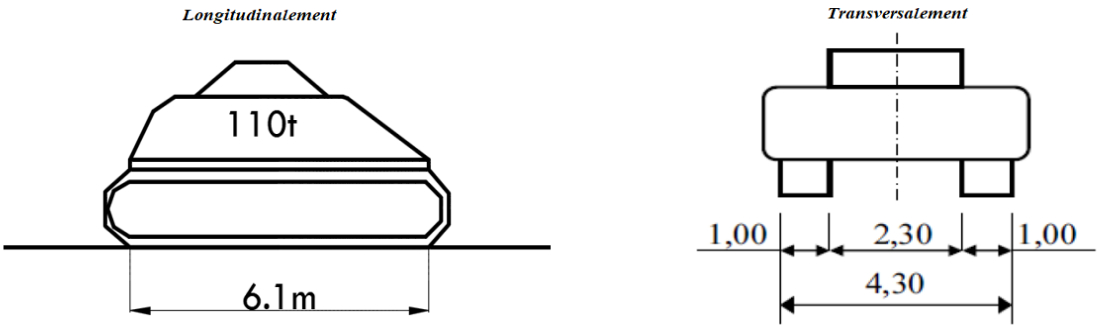


Figure VI.18 Convoi Mc120

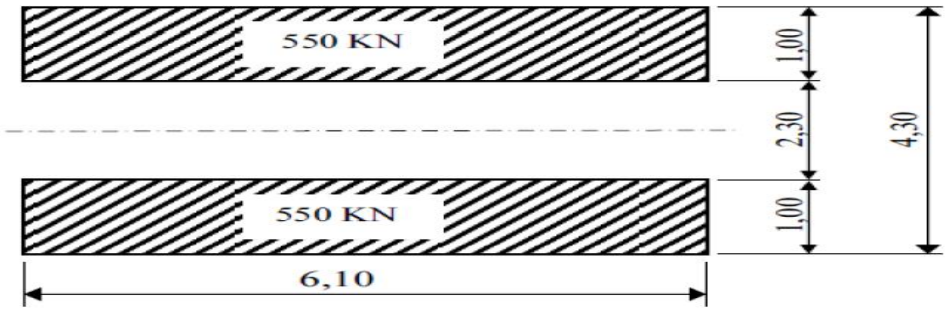


Figure VI.19 Espace d'impact du convoi Mc120

Calcul du coefficient de majoration dynamique

S = 110 t.
G = 1010,345 t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 34} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1010,345}{110}} = 1,067$$

❖ **Calcul des sollicitations**

✦ **L'effort tranchant : à (X = 0)**

$\Sigma M_{/B} = 0 \Longrightarrow R_A*34 = 110*3,05$

Donc $R_A = (110*3,05) / 34 = 9,868$ t $\Longrightarrow$ $R_B = 110-9,868 = 100,132$ t.

$R_{Mc120\ (max)} = R_B*\delta = 100,132*1,067 = 106,841$ t.

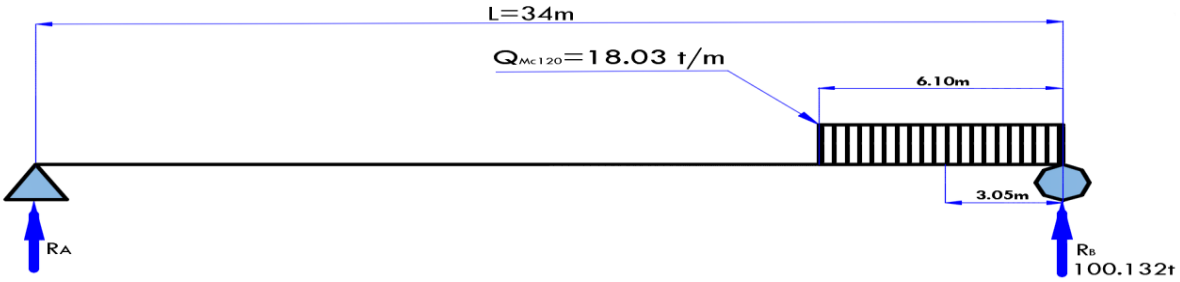


Figure VI.20 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max

- **Moment fléchissant : à (x = L/2)**

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 55$ t.

$M\ (L/2) = R_A*(34/2) - 18,03*(3,05^2/2) = 851,138$ t.m.

$M_{Mc120\ (max)} = M\ (L/2)\ *\delta = 851,138*1,067 = 908,164$ t.m.

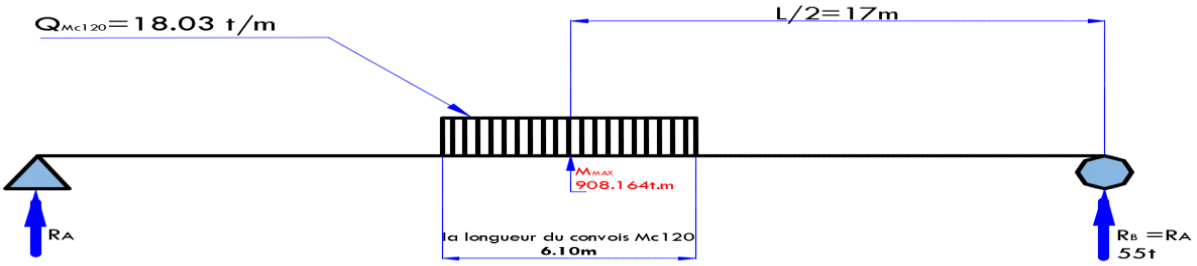


Figure VI.21 Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max

VI.3.3.5. Convoi D_{240} « charge exceptionnelle »

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.

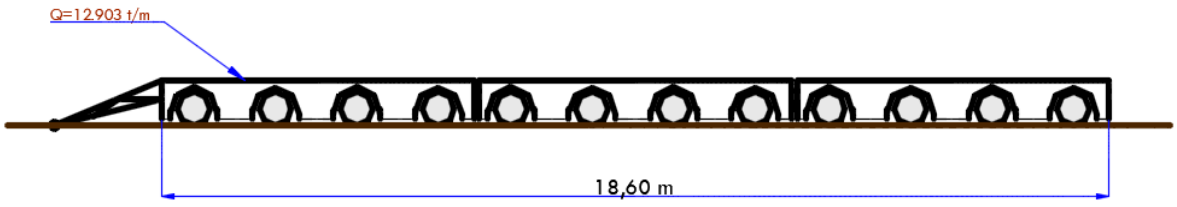


Figure VI.22 Convoi D240 longitudinalement

- **L'effort tranchant : à (x = 0)**

$\Sigma M_{/B} = 0$ $\Longrightarrow$ $R_A*34 = 240*9,30$

Donc $R_A = (240*9,30) / 34 = 65,647$ t $\Longrightarrow$ $R_B = 240-65,647 = 174,353$ t.

$R_{max} = R_B = 174,353$ t.

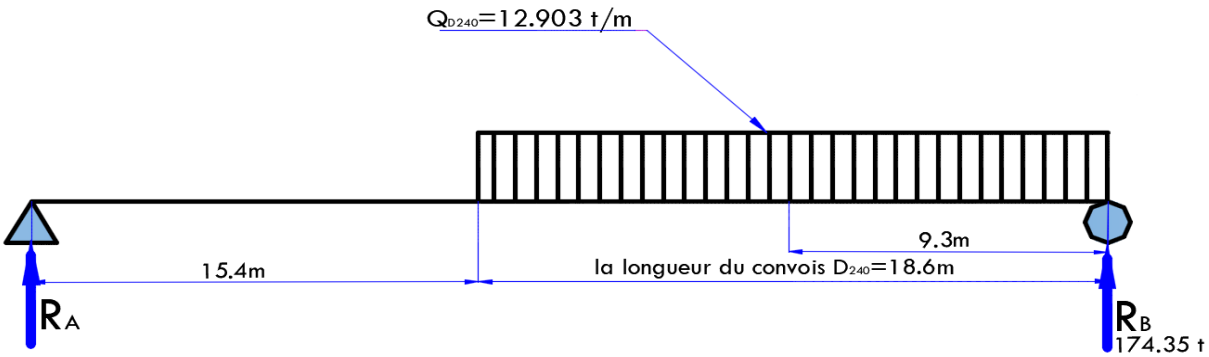


Figure VI.23 Positionnement du convoi D240 pour une réaction max

- **Moment fléchissant : à (x = L/2)**

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 120$ t.

$M (L/2) = R_A*(34/2) – 12,903*(9,3^2/2) = 1482,01$ t.m.

$M_{D240\ (max)} = M (L/2) = 1482,01$ t.m.

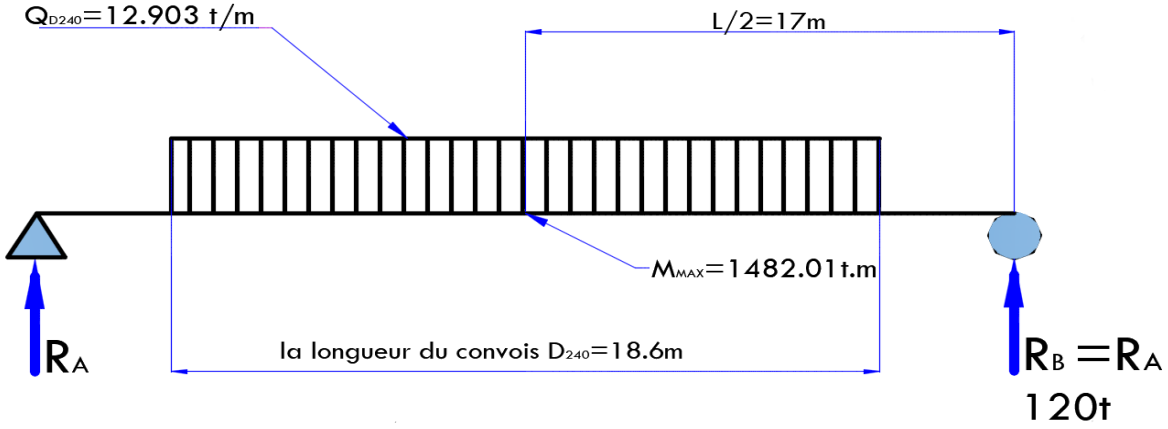


Figure VI.24 Positionnement du convoi D240 pour un moment max

VI.3.3.6. Surcharge sur les trottoirs

1er cas : un trottoir chargé

Trottoir de 1 m et charge de 0,150 t pour m² donc Tr (1t) = 1m*0,150 = 0,150 t/ml.

- **L'effort tranchant : à (x = 0)**

$R_A = R_B = Tr (1t) * (L/2) = 0,150*(34/2) = 2,55$ t.

- **Moment fléchissant : à (x = L/2)**

$M(L/2) = Tr (1t) * (L^2/8) = 0,150*(34^2/8) = 21,675$ t.m.

2ème cas : deux trottoirs chargés

Deux trottoirs chargés : Tr (2t) = 1m*2*0,150t = 0,30 t/ml.

- **L'effort tranchant : à (x = 0)**

$R_A = R_B = Tr (2t) * (L/2) = 0,30*(34/2) = 5,1$ t.

- **Moment fléchissant : à (x = L/2)**

$M(L/2) = Tr (2t) * (L^2/8) = 0,30*(34^2/8) = 43,35$ t.m.

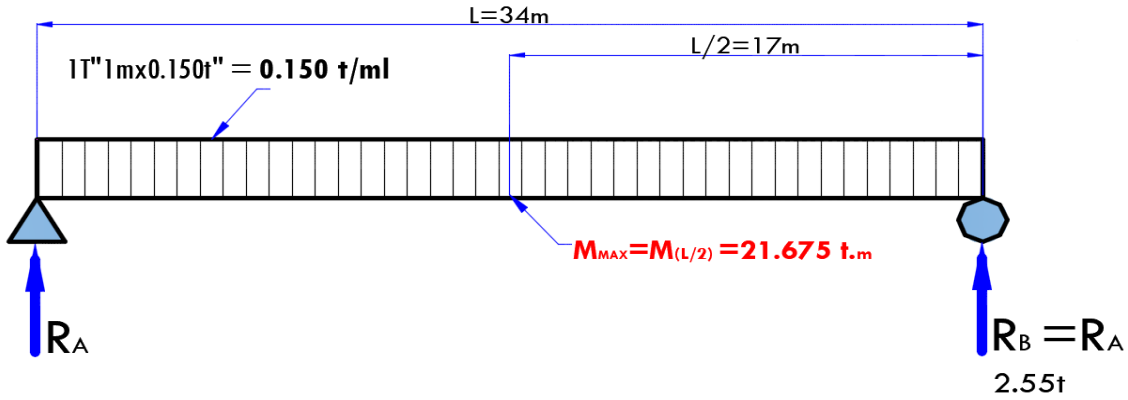


Figure VI.25 Positionnement de la surcharge d'un seul trottoir pour un moment max

VI.3.3.7. Efforts de freinage

❖ **Système de charge B_c**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 30 t.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$F = \frac{AS}{20+0,0035S}$; S : surface chargée en (m²).

Tableau VI.7 L'effort de freinage au système de charge A

Nombre de voies	S (m²)	A(L) (t/m²)	F(t)
1	119	0,996	5,81
2	238	0,996	11,38
3	357	0,896	15,053
4	459	0,747	15,87

VI.3.3.8. Évaluation des sollicitations (T ; M) pour L/4

❖ **Poids propre G**

✦ **L'effort tranchant :**

T(L/4) = G*L/4 = 28,867*35/4 = 252,586 t.

✦ **Moment fléchissant**

M(L/4) = (3/4) * M(L/2) = (3/4) * 4420,259 = 3315,194 t.m.

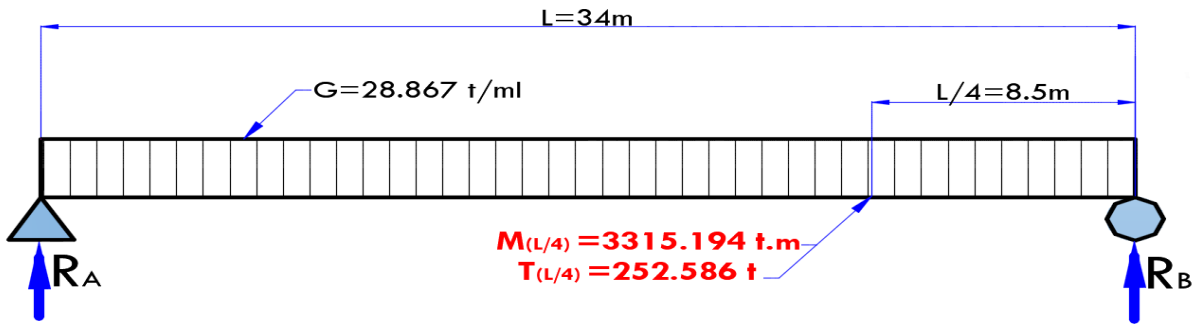


Figure VI.26 Les sollicitations dues au poids propre à L/4

❖ **Système A(l)**

1er cas : une voie chargée

$A_1(L) = 3,486$ t/ml.

✦ **L'effort tranchant :**
$R_A = R_B = A_1(L) * L/2 = 3,486 * 34/2 = 59,262$ t.
$T(L/4) = R_B - A_1(L) * L/4 = 59,262 - 3,486*(34/4) = 29,631$ t.

✦ **Moment fléchissant :**
$M(L/4) = (3/4) * A_1(L) * L^2/8 = (3/4) * 3,486 * 34^2/8 = 377,795$ t.m.

2ème cas : deux voies chargées

$A_2(L) = 6,972$ t/ml.

✦ **L'effort tranchant :**
$T(L/4) = 59,262$ t.

✦ **Moment fléchissant :**
$M(L/4) = 755,591$ t.m.

3ème cas : trois voies chargées

$A_3(L) = 9,408$ t/ml.

✦ **L'effort tranchant :**
$T(L/4) = 79,968$ t.

✦ **Moment fléchissant :**
$M(L/4) = 1019,592$ t.m.

4ème cas : quatre voies chargées

$A_4(L) = 10,458$ t/ml.

✦ **L'effort tranchant :**
$T(L/4) = 88,893$ t.

✦ **Moment fléchissant :**
$M(L/4) = 1100,386$ t.m.

❖ **Système B_c**

✦ **L'effort tranchant :**

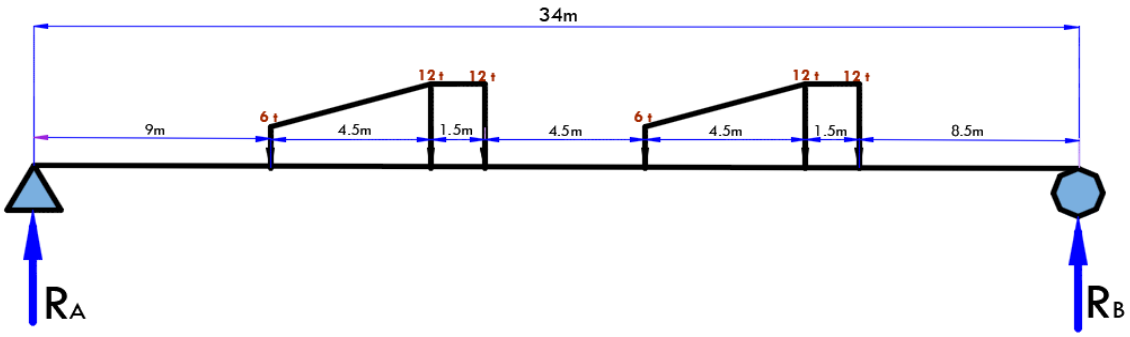


Figure VI.27 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant à L/4

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a :

R_A*34 = 12*8,5+12*10+6*14,5+12*19+12*20,5+6*25 = 933 t.m.

Donc : R_A = 933/34 = 27,441 t ⟹ $R_B = R_{max}$ = 60 – 27,441 = 32,559 t.

1er cas : une voie chargée

$T(L/4) = R_B * b_c * N_{voies} * \delta_1$ = 32,559*1,2*1*1,062 = 41,493 t.

2ème cas : deux voies chargées

$(L/4) = R_B * b_c * N_{voies} * \delta_2$ = 32,559*1,1*2*1,07 = 76,644 t.

3ème cas : trois voies chargées

$T(L/4) = R_B * b_c * N_{voies} * \delta_3$ = 32,559*0,95*3*1,076 = 99,845 t.

4ème cas : quatre voies chargées

$T(L/4) = R_B * b_c * N_{voies} * \delta_3$ = 32,559*0,8*4*1,078 = 112,315 t.

✦ **Moment fléchissant :**

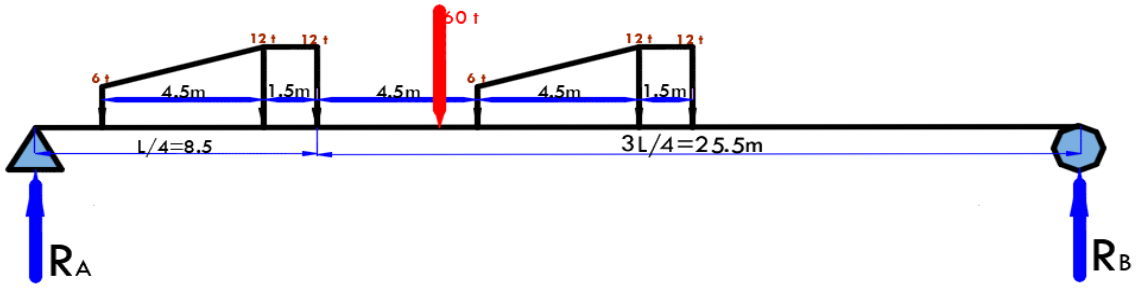


Figure VI.28 Positionnement de la charge Bc pour le calcul du moment fléchissant à L/4

$\sum M_{/A} = 0$; donc on a :

R_B*34 = 12*19+12*17,5+6*13+12*8,5+12*7+6*2,5 = 717 t.m.

Donc : R_B = 717/34 = 21,088 t ⟹ $R_A = R_{max}$ = 60 – 21,088 = 38,912 t.

1er cas : une voie chargée

$M_{Bc1}(L/4) = (R_A*8,5 – 6*6 – 12*1,5) * b_c * N_{voies} * \delta_1$ = 276,75*1,2*1*1,062 = 352,690 t.m.

2ème cas : deux voies chargées

$M_{Bc2}(L/4)$ = 276,75*1,1*2*1,07 = 651,470 t.m.

3ème cas : trois voies chargées

$M_{Bc1}(L/4)$ = 276,75*0,95*3*1,076 = 848,682 t.m.

4ème cas : quatre voies chargées

$M_{Bc1}(L/4)$ = 276,75*0,8*4*1,078 = 954,677 t.m.

❖ **Système B_t**

✦ **L'effort tranchant :**

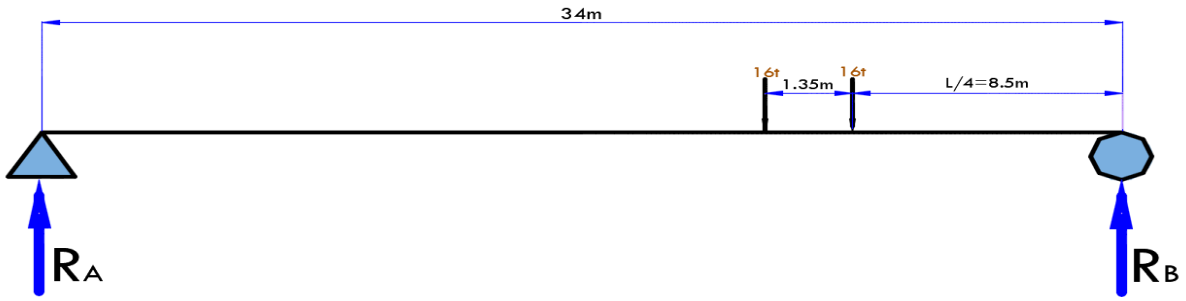


Figure VI.29 Positionnement d'un seul tandem à L/4

1er cas : un tandem de B_t

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A*34 = 16*9,85+16*8,5 = 293,6$ t.m.

Donc : $R_A = 293,6/34 = 8,635$ t $\Longrightarrow$ $R_B = R_{max} = 32 - 8,635 = 23,365$ t.

$T_1(B_t) = R_B*b_t*N_{tandems}*\delta_1 = 23,365*1,2*1*1,057 = 29,636$ t.

2ème cas : deux tandems de B_t

$T_2(B_t) = R_B*b_t*N_{tandems}*\delta_2 = 23,365*1,2*2*1,062 = 59,553$ t.

✦ **Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES »**

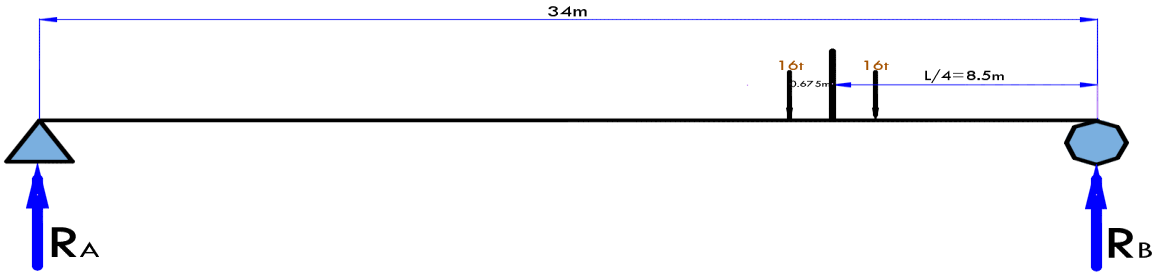


Figure VI.30 Positionnement de la résultante des charges d'un seul tandem à L/4

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A*34 = 16*9,175+16*7,825 = 272$ t.m.

Donc : $R_A = 272/34 = 8$ t $\Longrightarrow$ $R_B = R_{max} = 32 - 8 = 24$ t.

$M(L/4) = R_B*8,5 - 16*0,675 = 24*8,5 - 16*0,675 = 193,2$ t.m.

1er cas : un tandem de B_t

$M_{Bt1} = M(L/4)*b_t*N_{tandems}*\delta_1 = 193,2*1,2*1*1,057 = 245,055$ t.m.

2ème cas : deux tandems de B_t

$M_{Bt2} = M(L/4)*b_t*N_{tandems}*\delta_2 = 193,2*1,2*2*1,062 = 492,428$ t.m.

❖ **Système B_r**

✦ **L'effort tranchant :**

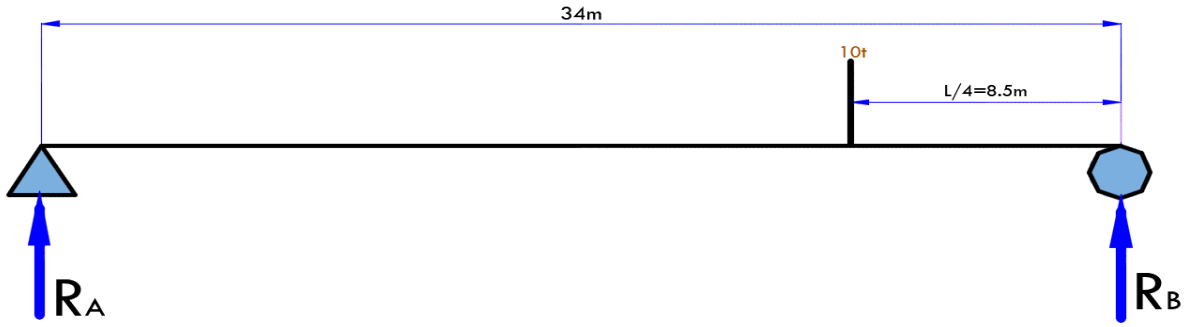


Figure VI.31 Positionnement de la charge Br à L/4

$T_{Br}(L/4) = R_B * \delta = 7,5 * 1,053 = 7,898$ t.

✦ **Moment fléchissant :**

$M(L/4) = R_B * 34/4 = 7,5 * 34/4 = 63,75$ t.m

$M_{Br} = M(L/4) * \delta = 63,75 * 1,053 = 67,129$ t.m.

❖ **Système M_c120**

✦ **L'effort tranchant :**

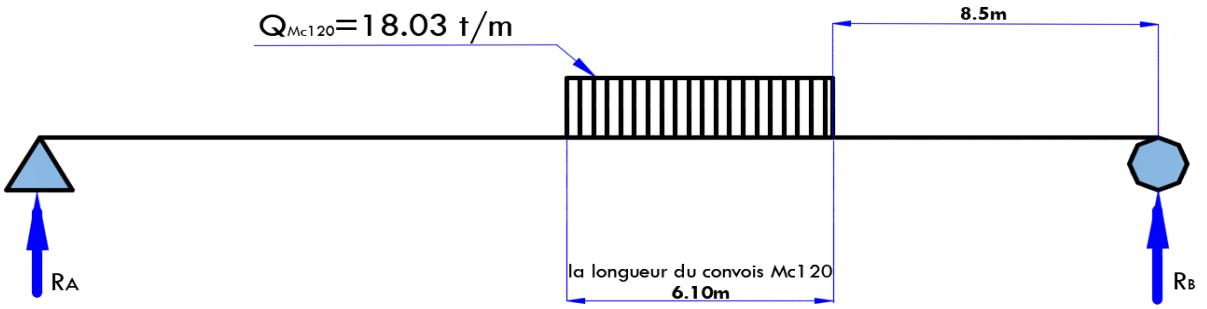


Figure VI.32 Positionnement de la charge Mc120 à L/4

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A * 34 = 110 * 11,55 = 1270,5$ t.m.

Donc : $R_A = 1270,5/34 = 37,368$ t $\Longrightarrow$ $R_B = R_{max} = 110 - 37,368 = 72,632$ t.

$T_{Mc120}(L/4) = R_B * \delta = 72,632 * 1,067 = 77,498$ t.

✦ **Moment fléchissant :**

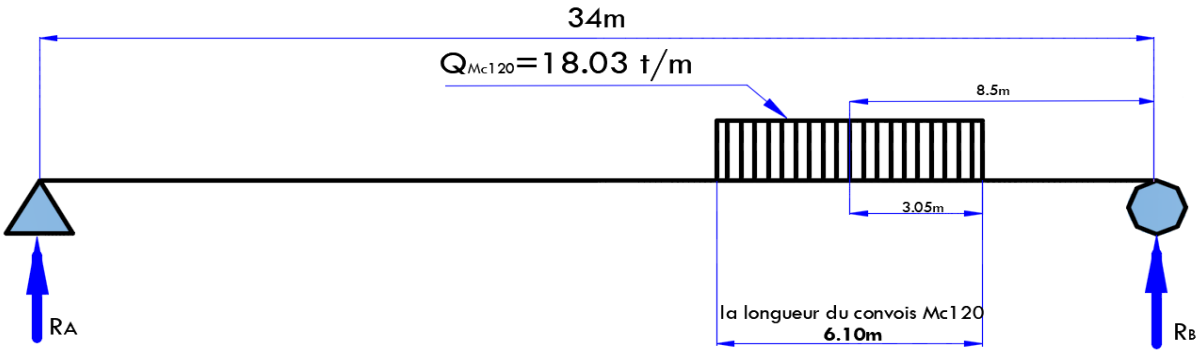


Figure VI.33 Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment à L/4

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A * 34 = 110 * 8,5 = 935$ t.m.

Donc : $R_A = 935/34 = 27,5$ t $\Longrightarrow$ $R_B = R_{max} = 110 - 27,5 = 83$ t.

$M(L/4) = R_B*8,5 = 83*8,5 = 701,25$ t.m.

$M_{Mc120}(L/4) = M(L/4) * \delta = 701,25*1,067 = 748,234$ t.m.

❖ **Système D_{240}**

✦ **L'effort tranchant :**

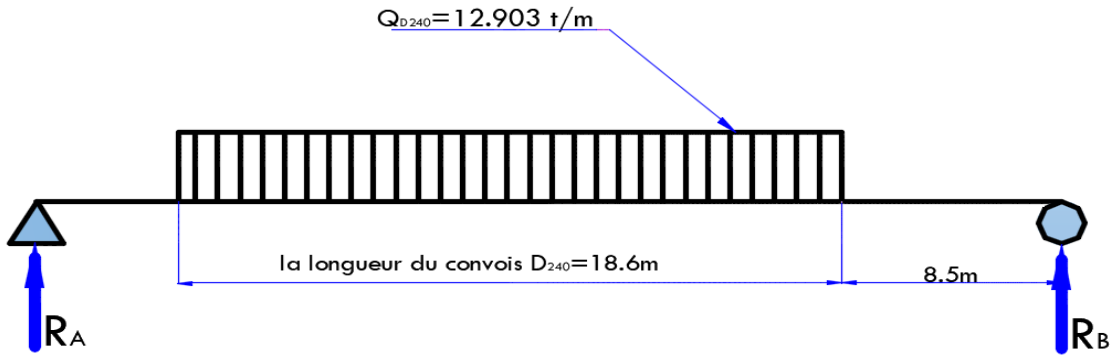


Figure VI.34 Positionnement de la charge D240 à L/4

$\sum M_{/B} = 0$; donc on a : $R_A*34 = 240*17,8 = 4272$ t.m.

Donc : $R_A = 4272/34 = 125,647$ t $\Longrightarrow$ $R_B = 240 - 125,647 = 114,353$ t.

$T_{D240}(L/4) = R_A = 125,647$ t.

✦ **Moment fléchissant :**

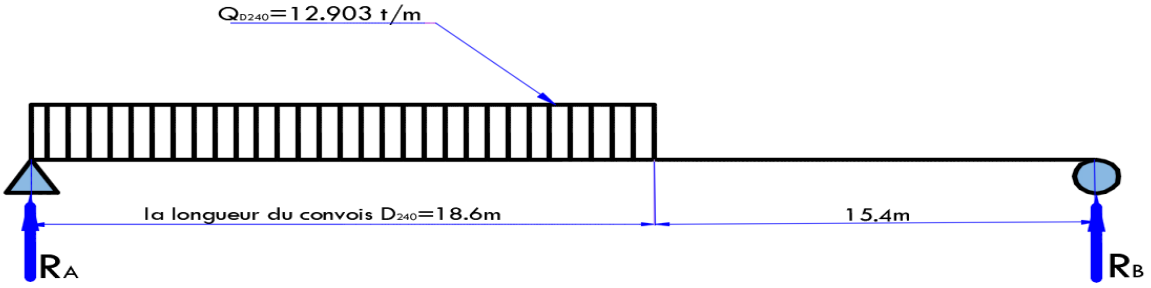


Figure VI.35 Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment à L/4

$M_{D240}(L/4) = R_A*(34/4) - 12,903*8,5*(8,5/2) = 1111,508$ t.m.

❖ **Surcharge sur les trottoirs**

1er cas : un trottoir chargé

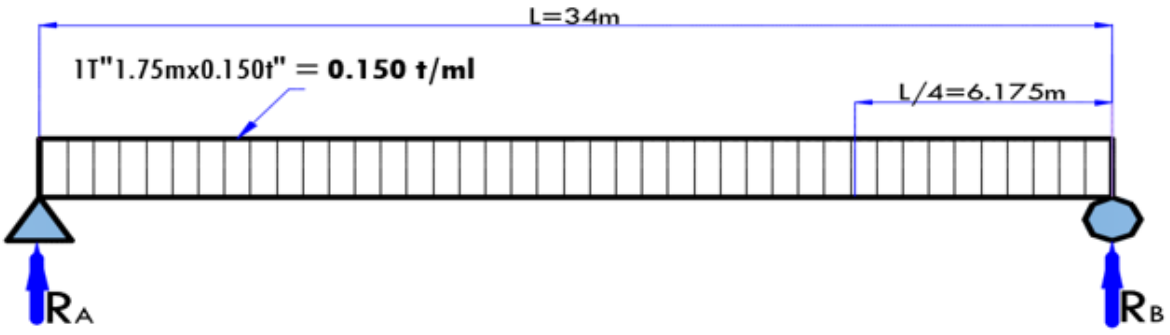


Figure VI.36 Positionnement de la surcharge d'un seul trottoir pour un moment max à L/4

✦ **L'effort tranchant :**

T(L/4) = Tr (1t) * (L/4) = 0,150*(34/4) = 1,275 t.

✦ **Moment fléchissant :**

M(L/4) = (3/4) * M(L/2) = (3/4) * 21,675 = 16,256 t.m.

2ème cas : deux trottoirs chargés

✦ **L'effort tranchant :**

T(L/4) = Tr (2t) * (L/4) = 0,30*(34/4) = 2,55 t.

✦ **Moment fléchissant :**

M(L/4) = (3/4) * M(L/2) = (3/4) * 43,35 = 32,513 t.m.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

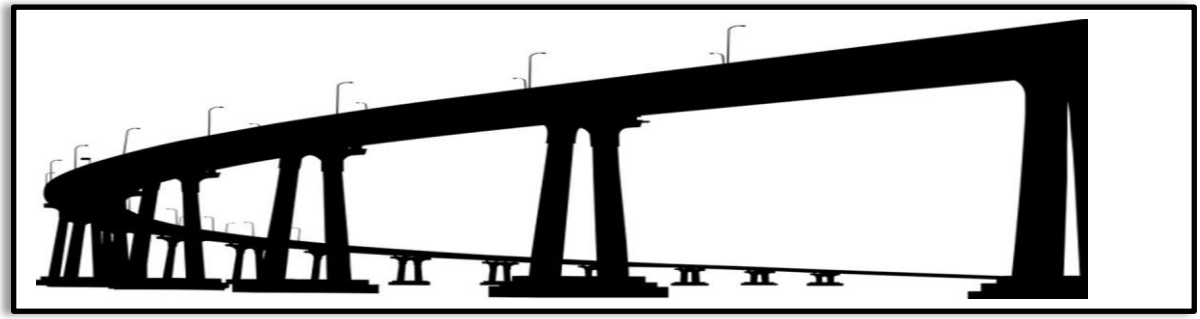
Tableau VI.8 Récapitulation des sollicitations maximums dus aux charges et surcharges

Les charges et Les surcharges			La valeur	Effort tranchant T_0 (t)	Moment Fléchissant $M_{L/2}$ (t.m)	Effort tranchant $T_{L/4}$ (t)	Moment Fléchissant $M_{L/4}$ (t.m)
Charge Permanente	G		28,867t/ml	505,173	4420,259	252,586	3315,194
Surcharge A(L)	1 voie		3,486 t/ml	59,262	503,727	29,631	377,795
	2 voies		6,972 t/ml	118,524	1007,454	59,262	755,591
	3 voies		9,408 t/ml	159,936	1359,456	79,968	1019,592
	4 voies		10,458 t/ml	167,786	1411,181	88,893	1100,386
Surcharge B	Bc	1 voie	60 t	60,609	455,918	41,493	352,690
		2 voies	120 t	111,954	842,146	76,644	651,470
		3 voies	180 t	145,844	1097,079	99,845	848,682
		4 voies	240 t	164,059	1234,098	112,315	954,677
	Bt	1 tandem	32	39,783	331,306	29,636	245,055
		2tandems	64	79,943	665,747	59,553	492,428
	Br		10 t	10,53	89,505	7,898	67,129
Convoi	Mc120		120 t	106,841	908,164	77,498	748,234
	D240		240 t	174,353	1482,01	125,647	1111,508
Surcharge de trottoir	1 trottoir		0,150t/ml	2,55	21,675	1,275	16,256
	2 trottoirs		0,3t/ml	5,1	43,35	2,55	32,513

VI.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR) avec les sollicitions dues aux ces charges longitudinalement.

Mais cela ne présente qu'une brève étape avant la détermination de la poutre la plus sollicité qui peut être effectué manuellement ou à l'aide de divers logiciels de modélisation et de calcul.



CHAPITRE Ⅶ

ETUDE DE TABLIER

VII. ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre ; mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faut savoir comment ces efforts se répartir transversalement pour avoir bien armée notre construction, et ses éléments.

VII.2. CALCUL DE LA RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS DUS À LA CHARGE PERMANENTE

VII.2.1. De la poutre de rive 'poutre 4'

❖ **La dalle**

$P_d = 0,25*1,8*2,5 = 1,125$ t/ml.

$M_D = (1,125*35^2) / 8 = 172,267$ t.m.

❖ **Complément de charges permanentes**

$P_{ccp} = P_{trottoirs} + P_{corniches}$

$P_{ccp} = 0,4395*2,5 = 1,099$ t/ml.

$M_{ccp} = (1,099*35^2) / 8 = 168,284$ t.m.

Pour l'ensemble :

$M_{GPR} = M_{poutre} + M_{dalle} + M_{ccp}$

$M_{GPR} = 293,388+172,267+168,284 = 633,939$ t.m.

$T_{GPR} = 71,338$ t.

VII.2.2. De la poutre intermédiaire 'poutre 3'

❖ **La dalle :**

$P_d = 0,25*2,3*2,5 = 1,438$ t/ml.

$M_D = (1,438*35^2) / 8 = 220,194$ t.m.

❖ **Complément de charges permanentes :**

$P_{ccp} = P_{revêtement}$

$P_{ccp} = 0,08*2,3*2,4 = 0,442$ t/ml.

$M_{ccp} = (0,442*35^2) / 8 = 67,681$ t.m.

Pour l'ensemble :

$M_{GP3} = M_{poutre} + M_{dalle} + M_{ccp}$

$M_{GP3} = 293,388+220,194+67,681 = 581,263$ t.m.

$T_{GP3} = 65,49$ t.

VII.2.3. De la poutre intermédiaire 'poutre 2' et poutre centrale 'poutre 1'

❖ **La dalle :**

$P_d = 0,25*2,3*2,5 = 1,438$ t/ml.

$M_D = (1,438*35^2) / 8 = 220,194$ t.m.

❖ **Complément de charges permanentes**

$P_{ccp} = P_{revêtement}$

P_{ccp} = 0,08*2,3*2,4 = 0,442 t/ml.
M_{ccp} = (0,442*35²) / 8 = 67,681 t.m.

Pour l'ensemble :

$M_{GP3} = M_{poutre} + M_{dalle} + M_{ccp}$

M_{GP3} = 293,388+220,194+67,681 = 581,263 t.m.

T_{GP3} = 65,49 t.

VII.3. CALCUL DE LA REPARTITION TRANSVERSALE DUS AUX SURCHARGES EN UTILISANT LA METHODE DE « GUYON-MASSONNET » :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il détermine les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

✦ Longitudinalement, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARRE.

✦ Transversalement, la méthode de GUYON – MASSONNET reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon [8] en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet [9-10] en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres.

VII.3.1. Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal

VII.3.1.1. Détermination des paramètres de calcul

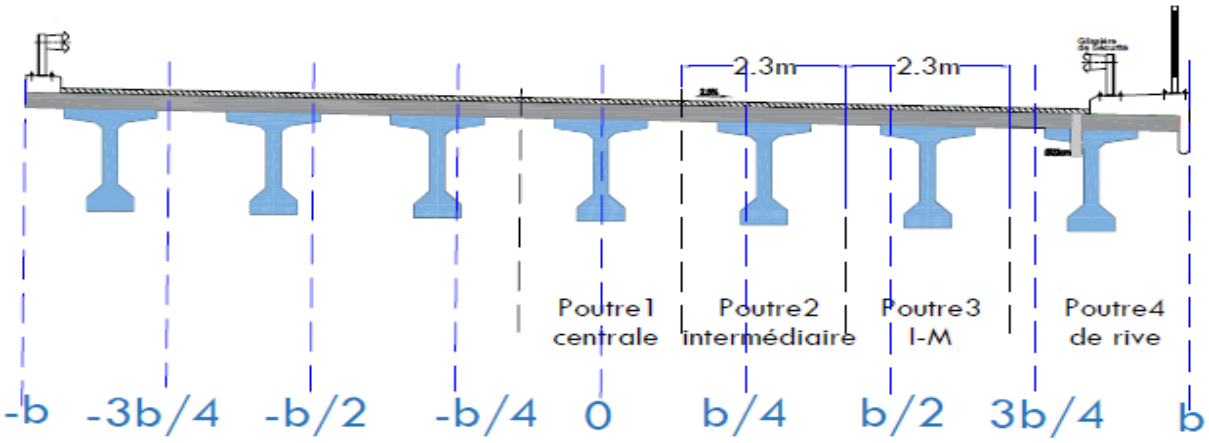


Figure VII.1 Position des poutres transversalement

❖ **La largeur active (B)**

Le pont est constitué de 7 poutres (n =7), espacées de b0 = 2,3m (entre-axe des poutres) ;

Donc la largeur active du pont sera : B/2 = b = (n/2) * b0 = (7/2) * 2,3 = 8,05 m.

❖ **Position active des poutres**

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

(0 ;2,3 ;4,6 ;6,9)

VII.3.1.2. Détermination des coefficients de « Guyon-Massonnet »

Comme on a dit précédemment que pour calcule de la répartition transversale des efforts par la méthode de « Guyon-Massonnet » nécessite de trouver plusieurs paramètres dépond du comportement physique de notre structure, tout ça pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale K.

Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

❖ **Paramètre d'entretoisement**

Caractérise la souplesse de l'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

❖ **Paramètre de torsion**

Caractérise la torsion du pont :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p * \rho_E}} \text{ ; tel que } 0 \leq \alpha \leq 1$$

L'ouvrage ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises. Les paramètres utilisés dans le calcul sont comme suit :

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_0} \quad \text{et} \quad \rho_E = \frac{EI_D}{l_1}$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \quad \text{et} \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_1}$$

$$I_p = I_0 + \frac{8\,(I_M - I_0)}{3\pi}$$

$$C_p = \frac{G}{3}\left(\Sigma h_i b_i^3 + \frac{bh^3}{2}\right) ; \; G = \frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$$

Avec :

b : demi largeur active de la dalle.

l : portée de la travée.

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

γ_E : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

b_0 : distance entre-axe des poutres.

l_1 : distance entre-axe des entretoises.

I_0 : Inertie de la Section de la poutre à l'about avec hourdis.

I_M : Inertie de la Section de la poutre à mi-travée avec hourdis.

υ : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

Dans notre cas on considère la dalle comme une entretoise : **(l_l=1m)**.

A. Calcul des paramètres α et θ

✦ **Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{I_p = I_0 + \frac{8\,(I_M - I_0)}{3\pi}}$$

Avec :

I_0 = 315577417,19 cm^4.

I_M = 270135946,1 cm^4.

I_p = 315577417,19 + 8 (270135946,1-315577417,19) / 3π = 277005498,5 cm^4.

✦ **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$\rho_p = \frac{EI_p}{b_0} = \frac{277005498,5E}{230} = 1204371,733E$ cm^4.

✦ **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$I_D = (l_l * d^3) / 12 = (100*25^3) / 12 = 130208,333$ cm^4.

$\rho_E = \frac{EI_D}{l_1} = \frac{130208,333E}{100} = 1302,083E$ cm^4.

✦ **Paramètre d'entretoisement :**

$$\theta = \frac{8,05}{34}\sqrt[4]{\frac{1204371,733E}{1302,083E}} = 1,306.$$

$$\boldsymbol{\theta = 1,306}$$

✦ **Rigidité torsionnelle de la poutre :**

$C_p = \frac{G}{3}(\Sigma h_i b_i^3 + \frac{bh^3}{2})$; $G = \frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$

$C_p = \frac{G}{3}(175*65^3 + 2*32,5*15^3 + 2*32,5*5,8^3 + (230*25^3) / 2)$

C_p = 16696102,427 G ; tel que G = E/2,4

C_p = 16696102,427 E/2,4

Avec :

E : module de Young

υ : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux ; pour le béton précontraint il est recommandée de prendre υ = 0,20.

γ_p = 6956709,345 E/230 = 30246,562 E.

✦ **Rigidité torsionnelle de la dalle :**

$C_E = 2GI_E$ **;** I_E : l'inertie de la dalle.

$I_E = I_D = l_1 * d^3/12 = 100*25^3/12 = 130208{,}333\ cm^4$.

G = 0,4167 E.

$C_E = 2*0{,}4167\ E*130208{,}333 = 108515{,}625E$.

$\gamma_E = 108515{,}625E/100 = 1085{,}156E$.

✦ **Paramètre de torsion :**

$$\alpha = \frac{30246{,}562E + 1085{,}156E}{2E\sqrt{1204371{,}733 * 1302{,}083}} = 0{,}396$$

$$\boldsymbol{\alpha = 0{,}396}$$

B. Calcul des coefficients de répartition transversale $K_\alpha$moy

$$K = f(\theta\ ;\ \alpha\ ;\ Y)$$

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ.
- Du paramètre de torsion α.
- De l'excentricité relative (e/b).
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment.
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).

Les valeurs de K pour (α =0 et θ =1) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas (0 < α <1) on utilisera les formules d'interpolation de **Sattler**.

Si	$0 < \theta \leq 0{,}1$	la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\ \alpha^{0{,}05}$
Sinon si	$0{,}1 < \theta \leq 1$	la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\ \alpha^{\beta}$
Sinon	$1 < \theta$	la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\ \alpha^{1/2}$

Tel que : $\beta = 1\text{-}e^{(0{,}065-\theta)\ /\ 0{,}65}$

Puisque θ=1,306 > 1, notre cas est **la troisième**.

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur θ = 1,30 et θ = 1,40 pour trouver les valeurs correspondants θ = 1,306.

D'après les tableaux de 'Guyon Massonnet ' et pour θ = 1,3 on a trouvé les tableaux suivants :

✦ Pour α = 0 :

Tableau VII.1 Valeur de K0 pour θ=1,30

θ=1,30	α=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6266	-0,0365	0,7931	2,0413	2,9483	2,0413	0,7931	-0,0365	-0,6266
b/4	-0,2848	-0,1733	0,0898	0,7914	2,0413	2,9888	2,0633	0,6061	-0,7438
b/2	-0,0585	-0,1191	-0,1259	0,8098	0,7931	2,0633	3,0138	2,0173	0,3448
3b/4	0,0432	-0,0348	-0,1191	-0,1733	-0,0365	0,6061	2,0173	3,6614	4,2119
b	0,0975	0,0432	-0,0585	-0,2848	-0,6266	-0,7438	0,3448	4,2119	11,552

✦ Pour α = 1 :

Tableau VII.2Valeur de K1 pour θ=1,30

θ=1,30	α=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2793	0,4648	0,8491	1,5105	2,0601	1,5105	0,8491	0,4648	0,2793
b/4	0,1182	0,2086	0,4093	0,8233	1,5101	2,0883	1,5808	0,9823	0,6446
b/2	0,0501	0,0923	0,1898	0,4093	0,8491	1,5808	2,2421	1,8761	1,4282
3b/4	0,0228	0,0434	0,0923	0,2086	0,6448	0,9823	1,8761	2,8483	2,9631
b	0,0115	0,0228	0,0501	0,1182	0,2793	0,6446	1,4282	2,9631	5,4455

Et pour θ = 1,40 d'après les tableaux de Massonnet on trouve les tableaux suivants :

✦ Pour α = 0 :

Tableau VII.3 Valeur de K0 pour θ=1,40

θ=1,40	α=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,5558	-0,0833	0,6947	2,0637	3,1479	2,0637	0,6947	-0,0833	-0,5558
b/4	-0,1892	-0,1691	0,0067	0,6806	2,0637	3,1979	2,1085	0,5281	-0,8337
b/2	-0,0058	-0,0948	-0,1461	0,0067	0,6947	2,1085	3,2447	2,0248	0,0415
3b/4	0,0445	-0,0173	-0,0948	-0,1691	-0,0833	0,5281	2,0248	3,7775	4,0743
b	0,0525	0,0445	-0,0058	-0,1892	-0,5558	-0,8337	0,0415	4,0743	12,4402

✦ Pour α = 1 :

Tableau VII.4 Valeur de K1 pour θ=1,40

θ=1,40	α=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2309	0,4101	0,8126	1,5538	2,2108	1,5538	0,8126	0,4101	0,2309
b/4	0,0905	0,1706	0,3642	0,7913	1,5538	2,2334	1,6136	0,9305	0,5739
b/2	0,0299	0,0698	0,1572	0,3642	0,8126	1,6136	2,3728	1,8935	1,36
3b/4	0,0148	0,0301	0,0698	0,1706	0,4101	0,9305	1,8935	2,981	3,0266
b	0,007	0,0148	0,0299	0,0905	0,2309	0,5739	1,36	3,0266	5,8643

Comme on a cité précédemment il faut maintenant de chercher les tableaux de K0 et K1 pour θ =1,306 ; on interpole une interpolation linéaire entre θ =1,30 et θ =1,40.

❖ **Application sur notre exemple de calcul**

Pour calculer K_0 relative à : (y=-b ; e=0)

$$K_0(1{,}306) = \left(\frac{1{,}306-1{,}3}{1{,}4-1{,}3} * (K_0(1{,}4) - K_0(1{,}3))\right) + K_0(1{,}3)$$

K_0 (1,306) = ($\frac{1,306-1,3}{1,4-1,3}$ * (-0,5558– (-0,6266))) + (-0,6266) = -0,6224.

- Lorsque on applique cette procédure sur tous les tableaux on trouve les coefficients K_0 et K_1 pour θ =1,306.

Pour α = 0 :

Tableau VII.5 Valeur de K0 pour θ=1,306

θ=1,306	α=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6224	-0,0393	0,7872	2,0426	2,9603	2,0426	0,7872	-0,0393	-0,6224
b/4	-0,2791	-0,1730	0,0848	0,7848	2,0426	3,0013	2,0660	0,6014	-0,7492
b/2	-0,0553	-0,1176	-0,1271	0,7616	0,7872	2,0660	3,0277	2,0178	0,3266
3b/4	0,0433	-0,0338	-0,1176	-0,1730	-0,0393	0,6014	2,0178	3,6684	4,2036
b	0,0948	0,0433	-0,0553	-0,2791	-0,6224	-0,7492	0,3266	4,2036	11,6053

- Pour α = 1 :

Tableau VII.6 Valeur de K1 pour θ=1,306

θ=1,306	α=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2764	0,4615	0,8469	1,5131	2,0691	1,5131	0,8469	0,4615	0,2764
b/4	0,1165	0,2063	0,4066	0,8214	1,5127	2,0970	1,5828	0,9792	0,6404
b/2	0,0489	0,0910	0,1878	0,4066	0,8469	1,5828	2,2499	1,8771	1,4241
3b/4	0,0223	0,0426	0,0910	0,2063	0,6307	0,9792	1,8771	2,8563	2,9669
b	0,0112	0,0223	0,0489	0,1165	0,2764	0,6404	1,4241	2,9669	5,4706

❖ Calcul de K_α

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de Sattler pour obtenir le cas de (α= 0,396) :

Pour calculer K_α relative à : (y=-b ; e=0)

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\ \alpha^{1/2}$ = -0,6224 + (0,2764 - (-0,6224)) * $(0,396)^{1/2}$ = -0,0568.

Tableau VII.7 Valeur de K0,396 pour θ=1,306

θ=1,306	α=0,396=> K0,396								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0568	0,2759	0,8248	1,7094	2,3995	1,7094	0,8248	0,2759	-0,0568
b/4	-0,0301	0,0657	0,2873	0,8078	1,7092	2,4322	1,7619	0,8391	0,1252
b/2	0,0103	0,0136	0,0711	0,5382	0,8248	1,7619	2,5383	1,9293	1,0172
3b/4	0,0301	0,0143	0,0136	0,0657	0,3823	0,8391	1,9293	3,1573	3,4254
b	0,0422	0,0301	0,0103	-0,0301	-0,0568	0,1252	1,0172	3,4254	7,7448

Mais si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction θ et α et on trace la ligne d'influence propre à cette poutre.

L'ouvrage consternée par l'étude est de largeur active de 8,05*2 m porté par sept (7) poutres espacées également de 2,3 m.

A partir le tableau ci-dessous ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Tableau VII.8 Valeur de K0,396 en position réelle

θ=1,306		α=0,396=> K0,396									
		Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0	-0,0568	0,2759	0,8248	1,7094	2,3995	1,7094	0,8248	0,2759	-0,0568
b/4	2,0125	2,3	-0,0244	0,0583	0,2564	0,7693	1,5828	2,3365	1,8728	0,9949	0,2527
b/2	4,025										
b/2	4,025	4,6	0,0159	0,0138	0,0547	0,4032	0,6984	1,4983	2,3643	2,2802	1,7053
3b/4	6,0375										
3b/4	6,0375	6,9	0,0353	0,0211	0,0122	0,0246	0,1941	0,5332	1,5384	3,2722	5,2766
b	8,05										

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (M_{c120}, D_{240})) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitié c'est-à-dire trois poutres plus la poutre intermédiaire. La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on peut pas disposer la chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour B_t , M_{c120} et les 25 cm pour Bc [7] par contre le convoi exceptionnel D_{240} il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Bt) ; On mesure la langueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l), Br, M_{c120}, D_{240}) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la langueur de la voie (A(l)) ou la langueur d'impact (M_{c120}), la langueur de convoi D_{240}.

Le calcul de moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient $K_{\alpha moy}$ par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$\mathbf{M_{réelle} = K_{\alpha moy} * M_0}$$

❖ **Calcul de $K_{\alpha moy}$**

La disposition de nos surcharges se fait convenablement après le traçage de la ligne d'influence pour chaque poutre.

On distingue deux types de surcharges :

✦ **Des surcharges concentrées :**

$$\mathbf{K_{\alpha moy} = \Sigma P_i K_i / \Sigma Pi = \Sigma K_i / n}$$

Tel que :

K : représente l'ordonnée au droit de la surcharge Pi.

n : c'est le nombre de d'essieux de la rangée.

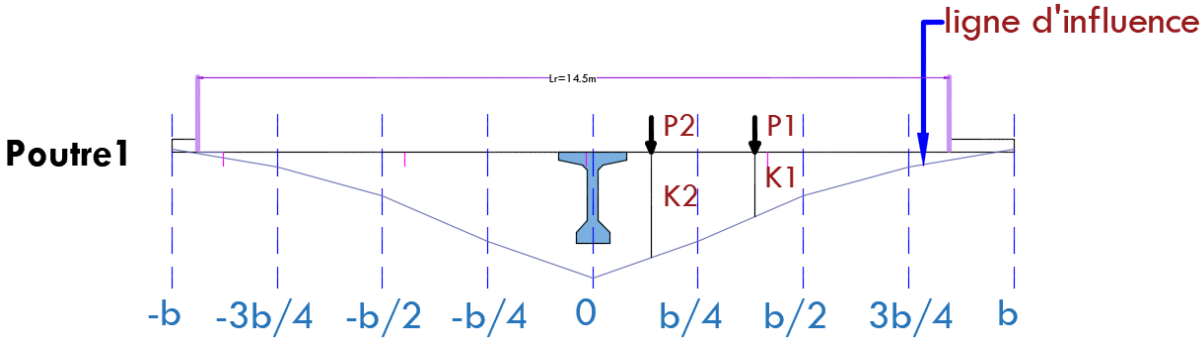


Figure VII.2 Calcul de Kαmoy cas d'un effort concentré

- **Des surcharges surfaciques :**

J'ai calculé les surfaces par l'Autocad et $K_{\alpha moy}$ est donné sous la formule suivante :

$$K_{\alpha moy} = S/L$$

Tel que :

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies.

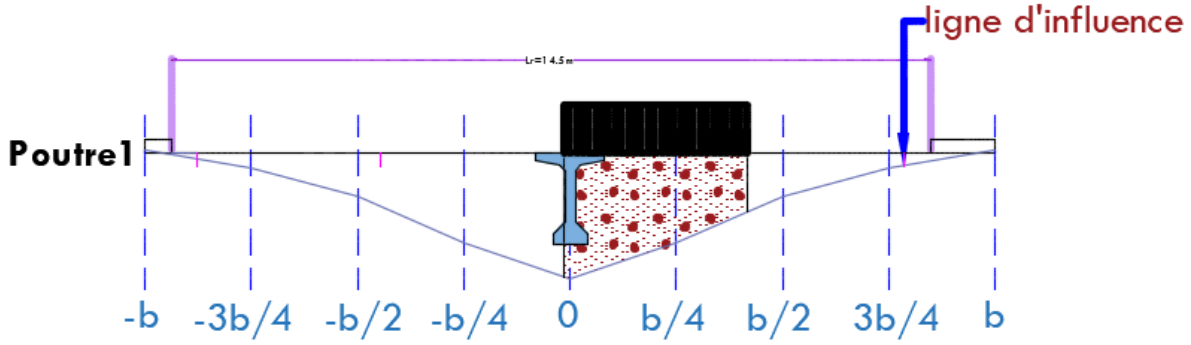


Figure VII.3 Calcul de Kαmoy cas d'un effort réparti

- **Application dans notre cas pour système de charge Bc une voie chargée (charge concentrée) :**

Ces calculs se font pour la poutre P_1 :

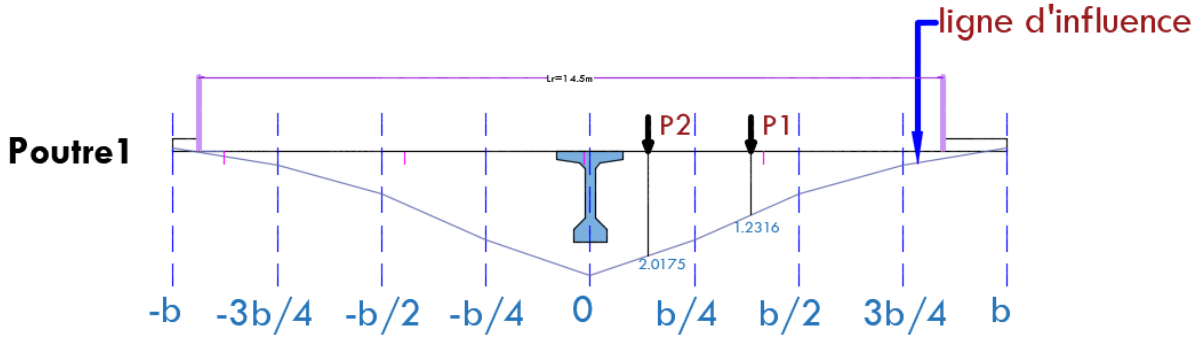


Figure VII.4 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc

$K_{\alpha moy} = (K_1+K_2) / 2 = (1,2316 + 2,0175) / 2 = 1,625.$

$M_{réelle} = K_{\alpha moy} * M_0 = 1,625*65,131 = 105,838$ t.m.

✦ **Application dans notre cas pour système de charge M_{c120} (charge surfacique) :**

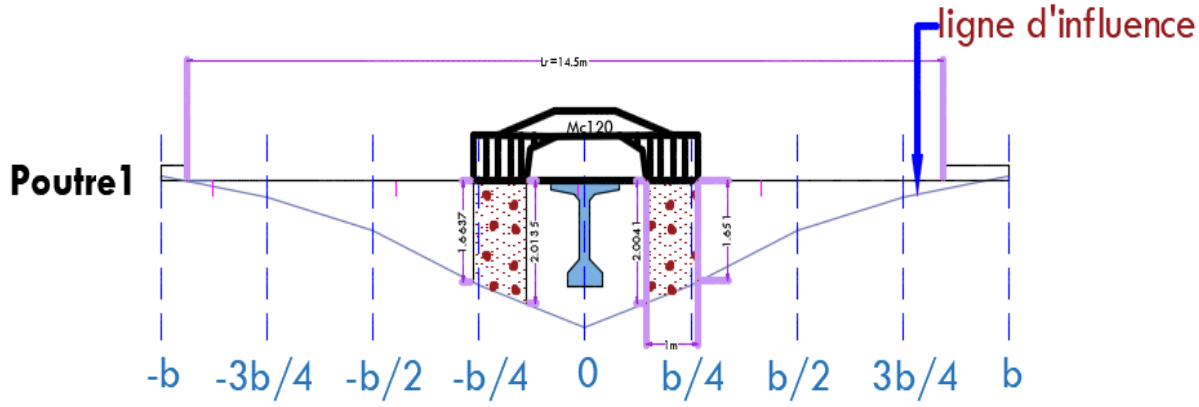


Figure VII.5 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120

S = 3,6778

L = 2 m.

$K_{\alpha moy}$ = S/L = 3,6778/2 = 1,839.

$M_{réelle} = K_{\alpha moy} * M_0$ = 1,839*129,738 = 238,588 t.m.

On applique cette procédure à toutes les valeurs des tableaux et on trouve les valeurs ci-après :

NB : tous les calculs de $K_{\alpha moy}$ sont joints dans **L'ANNEXE B.**

❖ **Les valeurs des coefficients de répartition transversale $K_{\alpha moy}$ et le moment pour chaque poutre à mi-travée (L/2)**

Tableau VII.9 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2

Désignation			M_0 (t.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel
Charges permanentes			631,466	-	581,263	-	581,263	-	581,263	-	633,939
Surcharge A(L)	1 voie		71,961	1,821	131,041	2,0291	146,016	1,348	97,003	0,552	39,722
	2 voies		143,922	1,774	255,318	1,458	209,838	0,880	126,651	0,308	44,328
	3 voies		194,208	1,347	261,598	1,019	197,898	0,600	116,525	0,211	40,978
	4 voies		201,597	1,315	265,105	0,995	200,589	0,557	112,693	0,198	39,916
Surcharge B	Bc	1V	65,131	1,625	105,838	2,025	131,890	1,450	94,440	0,645	42,009
		2V	120,307	1,842	221,605	1,675	201,514	1,051	126,443	0,401	48,243
		3V	156,726	1,672	262,046	1,282	200,923	0,774	121,306	0,274	42,943
		4V	176,230	1,654	291,484	1,101	194,029	0,656	115,607	0,185	32,602
	Bt	1t	47,329	1,722	81,501	2,026	95,889	1,451	68,674	0,645	30,527
		2t	95,107	1,867	177,565	1,582	150,459	0,992	94,346	0,375	35,665
	Br		12,786	2,3995	30,680	2,2751	29,089	2,3421	29,946	4,043	51,694
Convoi	Mc120		129,738	1,839	238,588	1,479	191,883	0,890	115,467	0,2579	33,459
	D240		211,716	2,119	448,626	1,569	332,182	0,801	169,585	0,221	46,789
Surcharge de trottoirs	1Tr		3,096	0,061	0,189	0,481	1,489	1,882	5,827	4,660	14,427
	2Tr		6,193	0,0506	0,313	0,348	2,155	1,349	8,354	3,338	20,672

$$M_{réel} = K_{\alpha moy} * M_0$$

❖ **Les valeurs des coefficients de répartition transversale $K_{\alpha moy}$ et le moment pour chaque poutre à (L/4)**

Tableau VII.10 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/4

Désignation			M_0 (t.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) moment réel
Charges permanentes			473,706	-	435,947	-	435,947	-	435,947	-	475,454
Surcharge A(L)	1 voie		53,971	1,821	98,281	2,0291	109,513	1,348	72,753	0,552	29,792
	2 voies		107,942	1,774	191,489	1,458	157,379	0,880	94,989	0,308	33,246
	3 voies		145,656	1,347	196,199	1,019	148,423	0,600	87,394	0,211	30,733
	4 voies		157,198	1,315	206,715	0,995	156,412	0,557	87,559	0,198	31,125
Surcharge B	Bc	1V	50,384	1,625	81,874	2,025	102,028	1,450	73,057	0,645	32,498
		2V	93,067	1,842	171,429	1,675	155,887	1,051	97,813	0,401	37,320
		3V	121,240	1,672	202,713	1,282	155,430	0,774	93,840	0,274	33,220
		4V	136,382	1,654	225,576	1,101	150,156	0,656	89,466	0,185	25,231
	Bt	1t	35,008	1,722	60,284	2,026	70,926	1,451	50,797	0,645	22,580
		2t	70,347	1,867	131,338	1,582	111,289	0,992	69,784	0,375	26,380
	Br		9,590	2,3995	23,011	2,2751	21,818	2,3421	22,461	4,043	38,772
Convoi	Mc120		106,891	1,839	196,573	1,479	158,092	0,890	95,133	0,2579	27,567
	D240		158,787	2,119	336,470	1,569	249,137	0,801	127,188	0,221	35,092
Surcharge de trottoirs	1Tr		2,322	0,061	0,142	0,481	1,117	1,882	4,370	4,660	10,821
	2Tr		4,645	0,0506	0,235	0,348	1,616	1,349	6,266	3,338	15,505

$$M_{réel} = K_{\alpha moy} * M_0$$

VII.3.1.3. Combinaison des charges pour détermination de la poutre la plus solliciter

Les combinaisons sont faites vis-à-vis l'ELU et l'ELS :

Tableau VII.11 Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2(A+Tr)	899,765	835,655	743,269	711,939
	G+1,2(Bc+Tr)	931,419	825,666	743,269	716,637
	G+1,2(Bt+Tr)	794,717	764,400	704,503	701,543
	G+Mc120	819,851	773,146	696,730	667,398
	G+D240	1029,889	913,445	750,848	680,728
ELU	1,35G+1,6(A+Tr)+0,9ΔT	1227,374	1141,894	1018,713	977,818
	1,35G+1,6(Bc+Tr)+0,9ΔT	1269,58	1128,575	1018,380	984,082
	1,35G+1,6(Bt+Tr)+0,9ΔT	1087,310	1046,887	967,025	963,957
	1,35G+1,35(MC120)	1106,799	1043,747	940,586	900,987
	1,35G+1,35D240	1390,350	1233,151	1013,645	918,983

Par conclusion la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale n°1 à l'ELU et à l'ELS.

VII.3.2. Calcul de la répartition des efforts tranchants

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre)

Calcul de ε_α et ε'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq 3/4$ b donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Sinon si $|y|+|e| > 3/4$ b donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

Pour l'effort tranchant aux appuis x = 0,00 L et x = L.

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon'_1$ (ε'_1 à déterminer à partir des tableaux G – M)

Calcul de $\varepsilon_{\alpha moy}$ et $\varepsilon'_{\alpha moy}$ à partir des lignes d'influence sous chargement ; ensuite, on calcule l'effort tranchant réel.

$T = T_0 * \varepsilon_{\alpha moy}$ à 0,25L

$T = T_0 * \varepsilon'_{\alpha moy}$ à 0L

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes : x = 0,00 L et x = 0,25 L.

❖ Détermination de ε_α et ε'_α

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et par interpolation entre θ = 1,3 et θ = 1,4 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau VII.12 Valeur de ε0 pour θ=1,306

θ=1,306	ε_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1036	0,0095	0,1455	0,3138	0,4221	0,3138	0,1455	0,0095	-0,1036
b/4	-0,0678	-0,0247	0,0376	0,1499	0,3138	0,4241	0,3109	0,1162	-0,0780
b/2	-0,0287	-0,0241	-0,0098	0,0376	0,1455	0,3109	0,4263	0,3201	0,1319
3b/4	-0,0001	-0,0128	-0,0241	-0,0247	0,0095	0,1162	0,3201	0,5574	0,6863
b	0,0107	-0,0001	-0,0287	-0,0678	-0,1036	-0,0780	0,1319	0,6863	1,6229

Tableau VII.13 Valeur de ε1 pour θ=1,306

θ=1,306	ε_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0213	0,0449	0,0989	0,2353	0,5762	0,2353	0,0989	0,0449	0,0213
b/4	0,0090	0,0188	0,0412	0,0970	0,2358	0,5796	0,2423	0,1092	0,0516
b/2	0,0043	0,0087	0,0185	0,0428	0,1020	0,2461	0,5978	0,2681	0,1260
3b/4	0,0030	0,0057	0,0115	0,0251	0,0564	0,1280	0,2911	0,6617	0,3097
b	0,0042	0,0074	0,0140	0,0285	0,0589	0,1205	0,2390	0,4494	0,7649

Tableau VII.14 Valeur de ε'1 pour θ=1,306

θ=1,306	ε'_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0165	0,0114	0,0781	0,2547	0,7099	0,2547	0,0781	0,0114	-0,0165
b/4	-0,0131	-0,0046	0,0168	0,0804	0,2566	0,7121	0,2562	0,0748	-0,0091
b/2	-0,0076	-0,0055	0,0009	0,0227	0,0882	0,2674	0,7243	0,2598	0,0357
3b/4	-0,0012	0,0005	0,0046	0,0158	0,0460	0,1229	0,3109	0,7532	0,1898
b	0,0089	0,0144	0,0244	0,0440	0,0802	0,1442	0,2507	0,4141	0,6316

✦ Pour α = 0,396 :

Tableau VII.15 Valeur de ε0,396 pour θ=1,306

θ=1,306	$\varepsilon_{0,396}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0250	0,0235	0,1270	0,2827	0,4831	0,2827	0,1270	0,0235	-0,0250
b/4	-0,0195	0,0027	0,0390	0,1290	0,2829	0,4857	0,2837	0,1118	0,0036
b/2	-0,0079	-0,0035	0,0080	0,0397	0,1283	0,2852	0,5342	0,2874	0,1282
3b/4	0,0019	-0,0012	-0,0017	0,0066	0,0281	0,1236	0,3019	0,6230	0,4493
b	0,0066	0,0046	-0,0018	-0,0072	-0,0013	0,0469	0,1993	0,5372	1,0830

Tableau VII.16 Valeur de ε'0,396 pour θ=1,306

θ=1,306	$\varepsilon'_{0,396}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0488	0,0103	0,1188	0,2904	0,5361	0,2904	0,1188	0,0103	-0,0488
b/4	-0,0334	-0,0121	0,0294	0,1224	0,2911	0,5381	0,2892	0,0901	-0,0346
b/2	-0,0154	-0,0124	-0,0031	0,0317	0,1228	0,2937	0,6138	0,2822	0,0714
3b/4	-0,0008	-0,0044	-0,0060	0,0008	0,0240	0,1204	0,3143	0,6806	0,3739
b	0,0096	0,0090	0,0047	0,0026	0,0121	0,0618	0,2067	0,5150	0,9991

Maintenant on peut trouver les valeurs de εα et ε'α pour notre cas de distribution des poutres :

Tableau VII.17 Valeur de ε0,396 en position réelle dans section courante (à 0,25L)

θ=1,306		$\varepsilon_{0,396}$									
		Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0	-0,0250	0,0235	0,1270	0,2827	0,4831	0,2827	0,1270	0,0235	-0,0250
b/4	2,0125	2,3	-0,0178	0,0017	0,0346	0,1162	0,2608	0,4570	0,3195	0,1369	0,0214
b/2	4,025										
b/2	4,025	4,6	-0,0051	-0,0028	0,0052	0,0302	0,0996	0,2391	0,4678	0,3833	0,2199
3b/4	6,0375										
3b/4	6,0375	6,9	0,0039	0,0013	-0,0018	0,0007	0,0155	0,0907	0,2579	0,5863	0,7209
b	8,05										

Tableau VII.18 Valeur de ε'0,396 en position réelle dans section sur appuis (à l'about)

θ=1,306		$\varepsilon'_{0,396}$									
		Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0	-0,0488	0,0103	0,1188	0,2904	0,5361	0,2904	0,1188	0,0103	-0,0488
b/4	2,0125	2,3	-0,0308	-0,0121	0,0247	0,1094	0,2671	0,5032	0,3356	0,1176	-0,0195
b/2	4,025										
b/2	4,025	4,6	-0,0112	-0,0101	-0,0039	0,0229	0,0946	0,2442	0,5283	0,3960	0,1578
3b/4	6,0375										
3b/4	6,0375	6,9	0,0036	0,0013	-0,0014	0,0015	0,0189	0,0953	0,2682	0,6096	0,6418

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) ; après les calculs des surfaces, on trouve les résultats suivants :

NB : tout le calcul en détail est joint dans **L'ANNEXE B**.

❖ **Les valeurs des coefficients de répartition transversale $\varepsilon_{\alpha moy}$ et l'effort tranchant pour chaque poutre à (L/4)**

Tableau VII.19 Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement à L/4

Désignation			T_0 (t)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$\varepsilon_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	$\varepsilon_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	$\varepsilon_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	$\varepsilon_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle
Charges permanentes			36,084	-	32,266	-	32,266	-	32,266	-	35,19
Surcharge A(L)	1 voie		29,631	0,266	7,882	0,285	8,445	0,223	6,608	0,087	2,578
	2 voies		59,262	0,271	16,060	0,212	12,564	0,134	7,941	0,046	2,726
	3 voies		79,968	0,196	15,674	0,147	11,755	0,090	7,197	0,0002	0,016
	4 voies		88,893	0,157	13,956	0,129	11,467	0,058	5,156	0,0001	0,009
Surcharge B	Bc	1V	41,493	0,285	11,826	0,372	15,435	0,247	10,249	0,104	4,315
		2V	76,644	0,335	25,676	0,297	22,763	0,175	13,413	0,060	4,599
		3V	99,845	0,297	29,654	0,222	22,166	0,123	12,281	0,040	3,994
		4V	112,315	0,196	22,014	0,159	17,858	0,110	12,355	0,020	2,246
	Bt	1t	29,636	0,307	9,098	0,373	11,054	0,247	7,320	0,104	3,082
		2t	59,553	0,340	20,248	0,277	16,496	0,155	9,231	0,056	3,335
	Br		7,898	0,4829	3,814	0,4389	3,466	0,4455	3,519	0,6393	5,049
Convoi	Mc120		77,948	0,321	25,021	0,232	18,084	0,129	10,055	0,047	3,664
	D240		125,647	0,304	38,197	0,271	34,050	0,114	14,324	0,028	3,518
Surcharge de trottoirs	1Tr		1,275	0,011	0,014	0,057	0,073	0,270	0,344	0,680	0,867
	2Tr		2,55	0,013	0,033	0,045	0,115	0,194	0,495	0,486	1,239

$$T_{réel} = \varepsilon_{\alpha moy} * T_0$$

❖ **Les valeurs des coefficients de répartition transversale ε'$_{\alpha moy}$ et l'effort tranchant pour chaque poutre à (L = 0)**

Tableau VII.20 Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement à L = 0

Désignation			T_0 (t)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				ε'$_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	ε'$_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	ε'$_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle	ε'$_{\alpha moy}$	T (t) réaction réelle
Charges permanentes			72,168	-	65,49	-	65,49	-	65,49	-	71,338
Surcharge A(L)	1 voie		59,262	0,348	20,623	0,385	22,816	0,231	13,690	0,092	5,452
	2 voies		118,524	0,335	39,706	0,270	32,001	0,134	15,882	0,049	5,808
	3 voies		159,936	0,243	38,864	0,178	28,469	0,091	14,554	0,0002	0,032
	4 voies		167 ,786	0,215	36,074	0,145	24,329	0,075	12,584	0,0001	0,017
Surcharge B	Bc	1V	60,609	0,299	18,122	0,401	24,304	0,261	15,819	0,109	6,606
		2V	11,954	0,357	4,268	0,313	3,742	0,170	2,032	0,064	0,765
		3V	145,844	0,312	45,503	0,230	33,544	0,116	16,918	0,043	6,271
		4V	164,059	0,298	48,889	0,210	34,452	0,105	17,226	0,013	2,133
	Bt	1t	39,783	0,325	12,929	0,401	15,953	0,261	10,383	0,109	4,336
		2t	79,943	0,363	29,019	0,291	23,263	0,158	12,631	0,060	4,797
	Br		10,53	0,5358	5,642	0,4812	5,067	0,4934	5,196	0,6223	6,553
Convoi	Mc120		106,841	0,337	36,005	0,298	31,839	0,124	13,248	0,043	4,594
	D240		174,353	0,436	76,018	0,283	49,342	0,110	19,179	0,031	5,405
Surcharge de trottoirs	1Tr		2,55	0,031	0,079	0,027	0,069	0,231	0,589	0,632	1,612
	2Tr		5,1	0,034	0,173	0,028	0,143	0,168	0,857	0,452	2,305

$$T_{réel} = \varepsilon'_{\alpha moy} * T_0$$

❖ **Combinaison des charges pour détermination de la poutre la plus solliciter**

Tableau VII.21 Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2(A+Tr)	113,345	104,063	85,577	81,074
	G+1,2(Bc+Tr)	124,364	107,004	87,190	82,031
	G+1,2(Bt+Tr)	100,520	93,577	81,676	79,860
	G+Mc120	101,495	97,329	78,738	75,932
	G+D240	141,508	114,832	84,669	76,743
ELU	1,35G+1,6(A+Tr)+0,9ΔT	170,218	157,842	133,194	127,287
	1,35G+1,6(Bc+Tr)+0,9ΔT	184,911	161,764	135,344	128,564
	1,35G+1,6(Bt+Tr)+0,9ΔT	153,119	143,861	127,992	125,670
	1,35G+1,35(MC120)	137,018	131,394	106,296	102,508
	1,35G+1,35D240	191,036	155,023	114,303	103,603

Par conclusion la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale n°1 à l'ELU et à l'ELS.

VII.4. MODELISATION DU PONT

Le viaduc dont je dispose est un ouvrage isostatique composé de 4 travées identiques et indépendantes, l'étude du tablier va donc se faire sur une seule travée d'un seul côté.

Les étapes détaillées de la modélisation le logiciel est présenté dans **L'ANNEXE B**.

VII.4.1. Modélisation du tablier avec robot

Le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel est un processus permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillés de nombreuses structures, déterminer les sollicitations de façon graphique numériques ou combinée.

Le tablier est composé de 7 poutres et d'une dalle supportée par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

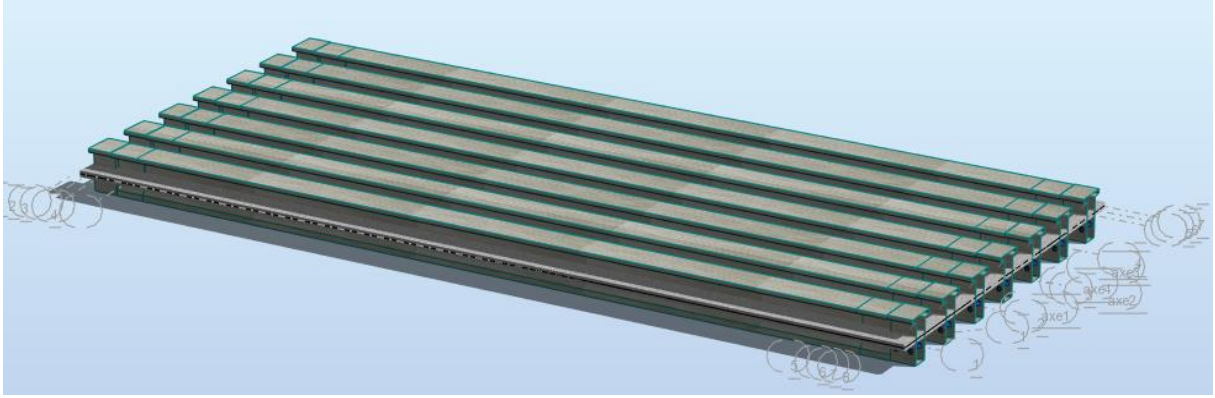


Figure VII.6 Modélisation du tablier sur robot

Après viennent les résultats obtenus par ce logiciel, on présente les maximales :

❖ **Moment maximal à ELS**

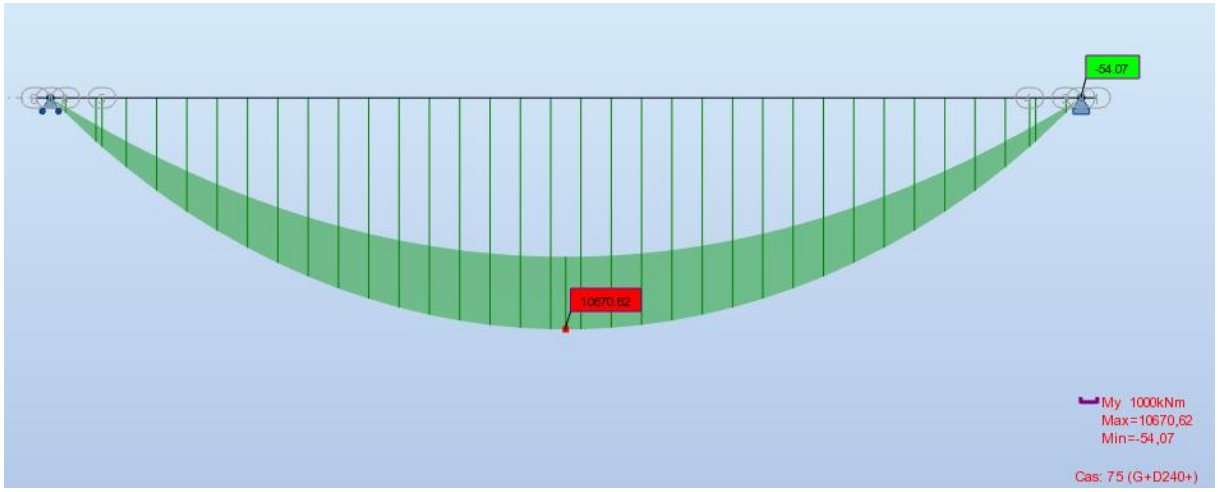


Figure VII.7 Moment maximal à ELS

❖ **Moment maximal à ELU**

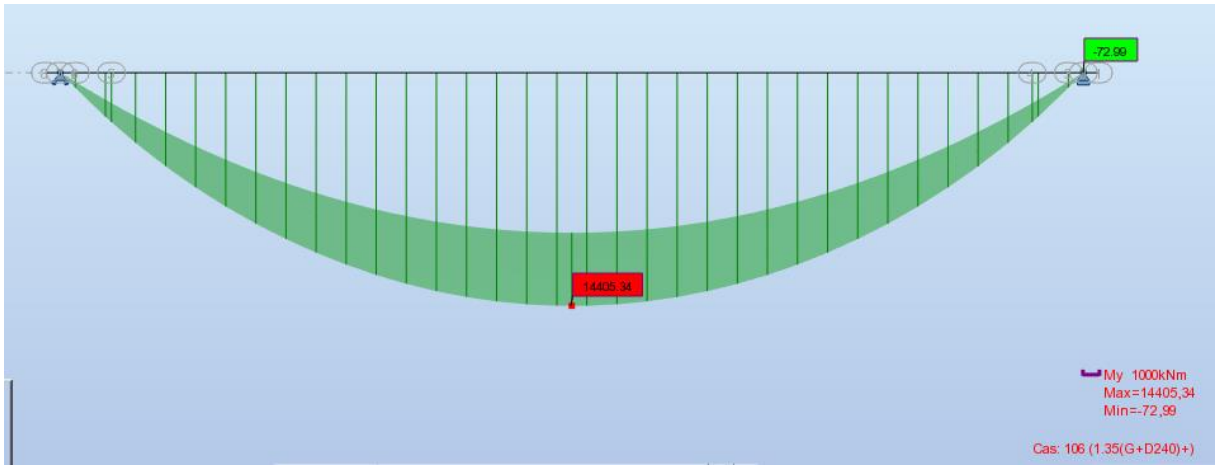


Figure VII.8 Moment maximal à ELU

❖ **Effort tranchant maximal à ELS**

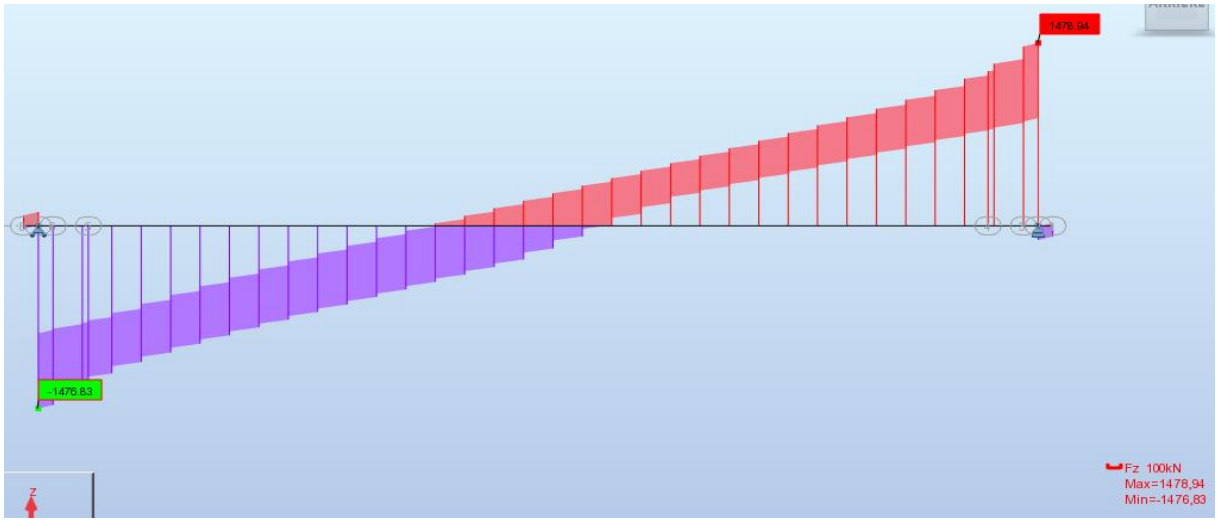


Figure VII.9 . Effort tranchant maximal à ELS

❖ **Effort tranchant maximal à ELU**

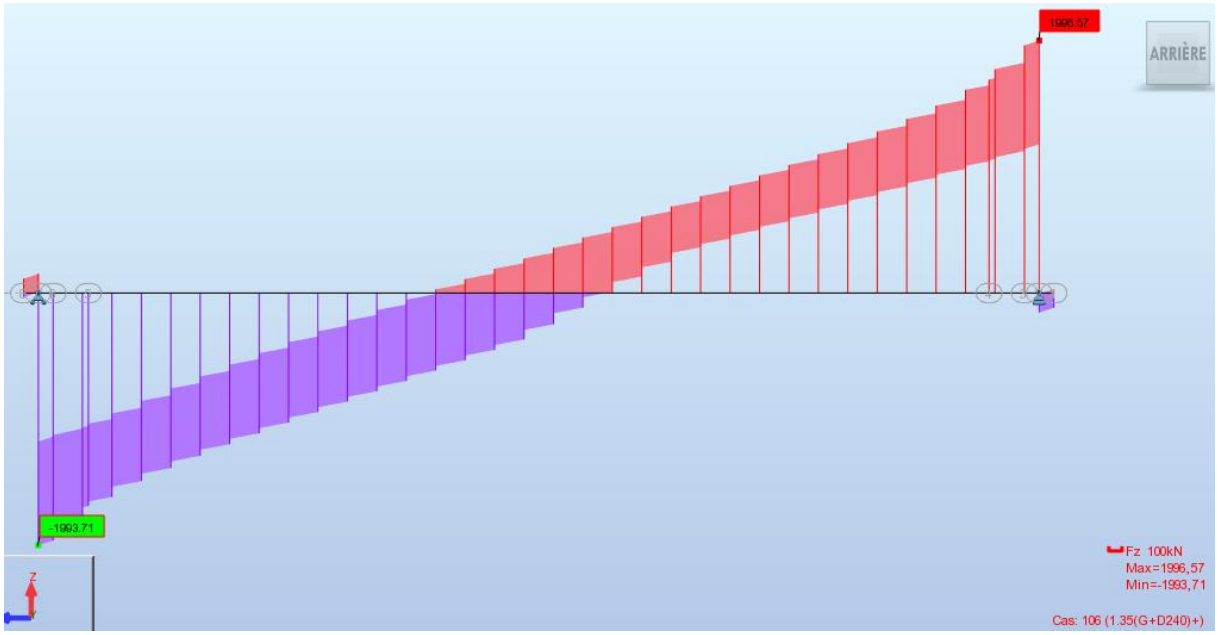


Figure VII.10 Effort tranchant maximal à ELU

Après avoir et analyser les résultats obtenus par le calcul automatique on voie que :

L'erreur sur la valeur du moment fléchissant max :

$$\varepsilon = \frac{M(manuel) - M(auto)}{\frac{M(manuel) + M(auto)}{2}} = \frac{1390{,}350 - 1440{,}53}{\frac{1390{,}350 + 1440{,}53}{2}} = 0{,}03.$$

VII.5. CONCLUSION

Après avoir défini les efforts par les deux méthodes on prend les résultats suivants :

Le moment max est sous la combinaison :

$G + D_{240}$: $M_{max\ ELS}$ = 1029,889 t.m.

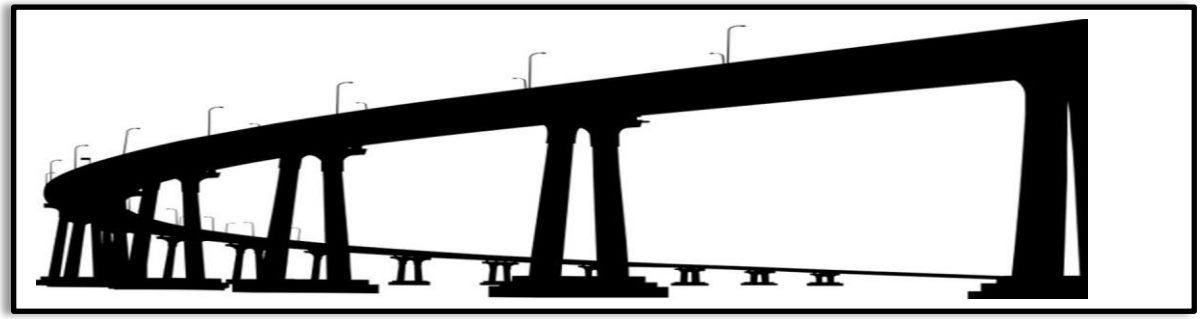
1,35 $(G + D_{240})$: $M_{max\ ELU}$ = 1390,35 t.m.

L'effort tranchant max est sous la combinaison :

$G + D_{240}$: $T_{max\ ELS}$ = 141,508 t.

1,35 $(G + D_{240})$: $T_{max\ ELU}$ = 191,036 t.

On va entamer le chapitre suivant qui portera sur l'étude de la précontrainte.



CHAPITRE Ⅷ

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, on effectue une étude détaillée sur la précontrainte, qui est un procédé consiste à créer dans le béton, avant sa mise en service. En commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VIII.2. NOTION DE BASE SUR LA PRECONTRAINTE

VIII.2.1. Le principe du béton précontraint

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression crées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme.

La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre.

Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte.

En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées.

Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.

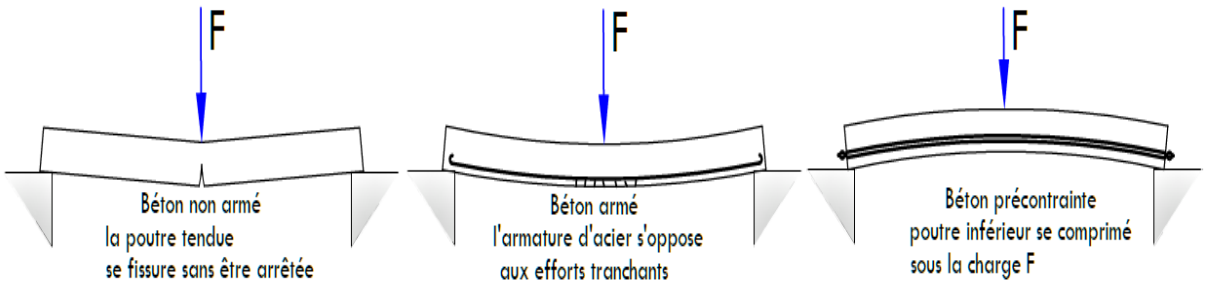


Figure VIII.1 Des cas définissant le principe de la précontrainte pour une poutre

J'ai décrit le principe de la précontrainte en prenant une poutre comme exemple, mais tous les éléments de construction peuvent être réalisés en béton précontraint.

En 1928, l'inventeur de la précontrainte, Eugène FREYSSINET définissait ainsi la précontrainte : "Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'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".[11]

VIII.2.2. Le principe de la post-tension

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- Intérieure au béton,
- Extérieure au béton.

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

- Des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage,
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion.

VIII.2.2.1. Les gaines

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à pré contraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé.

De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

VIII.2.2.2. Mise en tension des câbles

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et de

zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de 0,9 fc_{28}min.

VIII.2.2.3. L'injection

Le plus souvent la protection définitive des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Il est souhaitable que le délai entre ces deux opérations ne dépasse pas une semaine, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire par huile soluble, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement sur chantier, demeure efficace.

L'injection est une opération importante car elle :

- Assure l'adhérence de l'armature tendue au béton qui l'entoure.
- Protéger contre la corrosion.
- La pression d'injection du coulis dans les gaines est de l'ordre de 0,6 à 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

VIII.2.2.4. Les vérins

Un vérin est constitué par un piston qui s'appuie sur le béton. A l'intérieur de ce piston se déplace un cylindre, qui est mu par la mise en pression d'un liquide au moyen de pompes. L'extrémité du câble est fixée au cylindre, dont le mouvement assure la mise en tension du câble.

VIII.2.2.5. Ancrages

- **Ancrage actif :**

C'est l'organe qui sert à bloquer contre le béton le câble à l'extrémité par laquelle on l'a préalablement tendu. De très nombreux dispositifs ont été inventés pour assurer l'ancrage.

- **Ancrage passif :**

On peut tendre le câble par une seule extrémité dite active, l'autre simplement bloquée sur le béton, par un ancrage passif.

VIII.3. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

VIII.3.1. Calcul du nombre de câbles

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

❖ **La valeur minimale de précontrainte**

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

Avec :

$$P_{\square} = \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho * h} + \frac{B}{h}(V * \sigma_{bt2} + V' * \sigma_{bt1}) \qquad P_{\square} = \frac{\sigma_{bt2} * \frac{I}{V'} + M_{max}}{\rho * V + V' - d'}$$

Tel que :

P_I : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

P_{II} : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

σ_{bt1} : La contrainte de traction du béton Hors de la section d'enrobage.

σ_{bt2} : La contrainte de traction du béton Dans la section d'enrobage.

M_{max} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus grande.

M_{min} : moment maximum dus au poids propre.

I : l'inertie nette de la section.

B : Section nette.

d': 10% de la hauteur de la section

Tableau VIII.1 Paramètres de calcul

Paramètres	Valeur
B_{nette}	1,23868 m²
h	2 m
V	0,63193 m
V'	1,36807 m
I	0,505039 m^4
ρ	0,5240
M_{max}	10,2989 MN.m
M_{min}	6,3394 MN.m
ΔM	3,9595 MN.m
Φ gaine	0,08 m
d'	0,2 m

Application numérique :

$\sigma_{bt1} = -1{,}5f_{t28} = -1{,}5 * (0.6 + 0.06 * 45) = -4{,}95$ MPa.

$\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06 * 45) = -3{,}3$ MPa.

$P_{\square} = \frac{3{,}9595}{0{,}5240 * 2} + \frac{1{,}23868}{2}(0{,}63193 * (-3{,}3) + 1{,}36807 * (-4{,}95)) = -1{,}708$ MN.

$P_{\square} = \frac{-3{,}3 * \frac{0{,}505039}{1{,}36807} + 10{,}2989}{0{,}5240 * 0{,}63193 + 1{,}36807 - 0{,}2} = 6{,}057$ MN.

Donc : **P_{MIN} = sup (P_I, P_{II}) = sup (-1,708;6,057) = 6,057 MN.**

$P_{II} > P_I$: notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

- **Le nombre des câbles**

  On a des câbles de types 12T15 :

Contrainte de la rupture assurée : f_{prg} = 1860 Mpa.

Contrainte minimale de l'élasticité : f_{peg} = 1600 Mpa.

La section nominale de l'acier : A_p = 1680 mm².

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$P_0 = \min\{(0,8*f_{prg}*A_p) ;(0,9*f_{peg}*A_p)\} = \min \{(2,49) ;(2,42)\}$

P_0 = 2,42 MN.

Si on estime les pertes de précontrainte à 30% de P_0 ; on aura :

$P_{MIN} \leq 0,7*N*P_0$

Tel que : N : nombre des câbles.

Donc : N ≥ 6,057/ (0,7*2,42) =3,57.

On prend 4 câbles de 12T15 S.

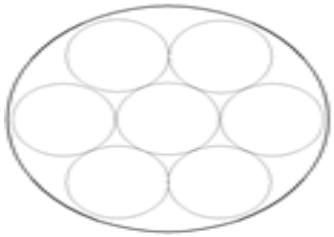


Figure VIII.2 Toron de sept fils

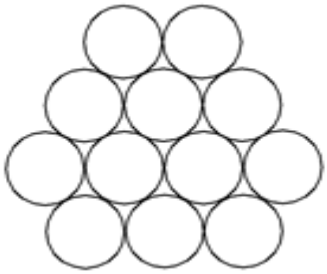


Figure VIII.3 Câble de 12 torons et de diamètre 15,2 mm

VIII.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée :

Tableau VIII.2 Caractéristiques de la poutre seule à mi travée

Paramètres	Valeur
B_{nette}	0,69243 m²
h	1,75 m
V	0,78184 m
V'	0,96816 m
I	0,264447 m^4
ρ	0,5561
M_g	2,93388 MN.m
d'	0,175 m
e_0 = -(V'-d')	-0,79316 m

M_g : moment due au poids propre de la poutre seule.

e_0 : excentricité de câble.

VIII.3.2.1. La vérification des contraintes concentrées au niveau d'about

❖ **Pour la fibre supérieure**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) \geq -1{,}5 f_{t28}$$

❖ **Pour la fibre inférieure**

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) \leq 0{,}6 f_{c28}$$

Application numérique :

σ_{sup} = 8,674 + P (-0,9008) ≥ -4,95 MPa.

σ_{inf} = -10,741 + P (2,9038) ≤ 27 Mpa.

Alors : P≤ 12,997 MN. On prend P = 12,997 MN et on a P_0 = 2,42 MN.

N ≤ P/P_0 = 5,371.

Donc la section peut supporter 4 câbles de 12T15 ; on peut ancrer les câbles à l'about.

VIII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p V}{I} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g V}{I} \geq \sigma_{min}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_p V'}{I} + \frac{N}{B_n} - \frac{M_g V'}{I} \leq \sigma_{max}$$

Tel que :

σ : contrainte supérieure ou inférieure.

F : force de précontrainte (F = P_0*pertes en %*mise en tension en %).

M_p : moment due à la précontrainte (M_p =F*le nombre des câbles considérés*e).

N : effort de la précontrainte (N = nombre de câbles*F).

M_g : moment due au poids propre.

σ_{max} : contrainte maximale égale à 0,6 f_{cj}.

σ_{min} : contrainte minimale égale à -1,5 f_{tj}.

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Les contraintes normales exercer sur l'ancrage ne peuvent pas être constante à cause de la poutre qui subit à des charges variables avec le temps de durée de vie de l'ouvrage « mise en tension ; mise en place ; mise en service », que nous obliges de faire la vérification sur plusieurs étapes.

❖ **A court terme**

✦ **1ère étape :**

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.

- Les pertes considérées sont de 10 %.
- f_{c7} =7*45/ (1,4+7*0,95) =39,13 MPa =391,3 bars.
- f_{t7} = 0,6+0,06*39,13 =2,948 Mpa = 29,48 bars.
- (σ_{max} =0 ,6 f_{cj}) en construction ; σ_{max} = 23,478 Mpa =243,78 bars.
- σ_{min} = -4,422 Mpa = -44,22 bars.

✦ **2ème étape :**

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- f_{c28} = 45 Mpa.
- f_{t28} = 3,3 Mpa.
- σ_{max} = 27 Mpa.
- σ_{min} = -4,95 Mpa.

❖ **A long terme**

✦ **3ème étape :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis couler sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant (béton frais), la section résistante reste celle de la poutre seule.

✦ **4ème étape :**

- Mise en service de l'ouvrage.
- Les pertes considérées ΔP sont de 30 %.
- f_{c28} = 45 Mpa.
- f_{t28} = 3,3 Mpa.
- σ_{max} = 27 Mpa.

σ_{min} = -4,95 Mpa.

VIII.4.1. La vérification des contraintes à court terme

VIII.4.1.1. La 1ère étape « mise en tension à 50% »

❖ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$F_1 = F_2$ = 2,42*0,5*0,9 = 1,089 MN.

$M_p = N*F*e_0 = 4*1,089*(-0,79316) = -3,455$ MN.m.

$\sigma_{sup} = M_p*V/I = (-3,455*0,78184) / 0,264447 = -10,215$ Mpa.

$\sigma_{inf} = -M_p*V'/I = (3,455*0,96816) / 0,264447 = 12,649$ Mpa.

❖ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$N = 4*1,089 = 4,356$ MN.

$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N/B_n = 4,356/0,69243 = 6,291$ Mpa.

❖ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$M_g = 2,93388$ MN.m.

$\sigma_{sup} = M_g*V/I = (2,93388 *0,78184) / 0,264447 = 8,674$ Mpa.

$\sigma_{inf} = -M_g*V'/I = (-2,93388*0,96816) / 0,264447 = -10,741$ Mpa.

❖ **Contrainte totale :**

$\sigma_{sup} = -10,215+6,291+8,674 = 4,75$ Mpa =47,5 bars > -44,22 bars. **Vérifier** √

$\sigma_{inf} = 12,649+6,291-10,741 = 8,199$ Mpa = 81,99 bars < 243,78 bars. **Vérifier** √

VIII.4.1.2. La 2ème étape de vérification « mise en tension à 100 % » avec une perte de 20%

❖ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$F_1 = F_2 = 2,42*1*0,8 = 1,936$ MN.

$M_p = N*F*e_0 = 4*1,936*(-0,79316) = -6,142$ MN.m.

$\sigma_{sup} = M_p*V/I = (-6,142*0,78184) / 0,264447 = -18,159$ Mpa.

$\sigma_{inf} = -M_p*V'/I = (6,142*0,96816) / 0,264447 = 22,486$ Mpa.

❖ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$N = 4*1,936 = 7,744$ MN.

$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N/B_n = 7,744/0,69243 = 11,184$ Mpa.

❖ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$M_g = 2,93388$ MN.m.

$\sigma_{sup} = M_g*V/I = (2,93388*0,78184) / 0,264447 = 8,674$ Mpa.

$\sigma_{inf} = -M_g*V'/I = (-2,93388*0,96816) / 0,264447 = -10,741$ Mpa.

❖ **Contrainte totale :**

$\sigma_{sup} = -18,159+11,184+8,674 = 1,699$ Mpa =16,99 bars > -49,5 bars. **Vérifier** √

$\sigma_{inf} = 22,486+11,184-10,741 = 22,929$ Mpa = 229,29 bars < 270 bars. **Vérifier** √

VIII.4.1.3. La 3ème étape de vérification « mise en place de l'hourdis » avec une perte de 20%

P = 0,8*4*2,42 = 7,744 MN.

e_0 = -(V'-d') = -(1,36807-0,2) = -1,168 m.

$M_{(p+d)}$ = 5,13582 MN.m.

σ_{sup} = 1,36 Mpa = 13,6 Bars > -49,5 bars. **Vérifier** √

σ_{inf} = 16,841 Mpa = 168,41 bars < 270 bars. **Vérifier** √

VIII.4.1.4. La 4ème étape de vérification « mise en service » avec une perte de 30%

P = 0,7*4*2,42 = 6,776 MN.

e_0 = -(V'-d') = -(1,36807-0,2) = -1,168 m.

$M_{(max\ à\ ELS)}$ = 10,2989 MN.m.

σ_{sup} = 8,454 Mpa = 84,54 Bars > -49,5 bars. **Vérifier** √

σ_{inf} = -0,989 Mpa = -9,89 bars < 270 bars. **Vérifier** √

VIII.5. TRACE DES CABLES

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Il-y-a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long de câble ; en prends la théorie simplifiée qui nous exige deux conditions principales :

- La précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré « P(x) = P_0 = constante ».
- L'inclinaison α(x) des câbles de précontrainte par rapport à l'axe X (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontrainte est de la forme rectangulaire «au niveau de l'extrémité » puis il prend la forme de parabole puis il suit la parallèle avec la fibre extrême inférieur.

Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

Par rapport R :

$Y = A X^2 + B X + C.$ Et $A = 4 f / l^2$

$Y' = 2 A X + B.$ $B = 4 f / l$

$Y'' = 2 A.$ $Y' = tg\ \alpha$

Par rapport R' :

$Y = a X^2$ Et $Y' = tg\ \alpha$

$Y' = 2\ a\ X$

$Y'' = 2\ a$

D'une autre partie ; le câble dans la zone médiane de la poutre est rectiligne.

Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

VIII.5.1. Position des câbles sortant de l'about

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

On fixe $A_1 = 0{,}5$ m et $B = 0{,}316$ m

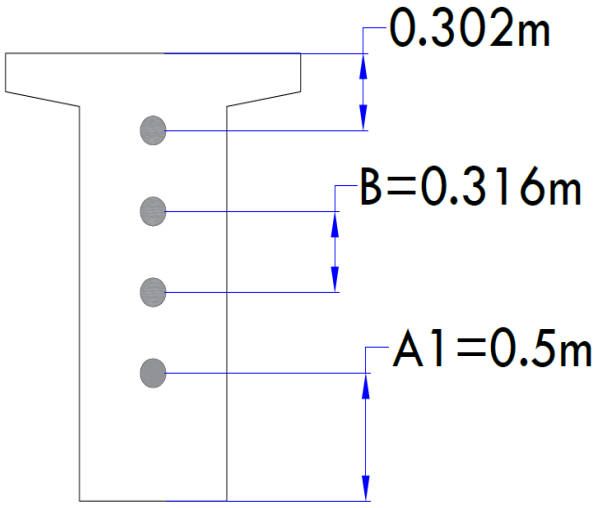


Figure VIII.4 Positions des câbles dans la section d'about

Donc les positions des câbles seront montrées dans la figure suivante :

(Ces valeurs pourront être changées après la vérification).

VIII.5.2. Position des câbles a la section médiane

En respectant la distance de Ø autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

Diamètre de la gaine Ø = 8cm.

$d_1 = Ø + Ø/2 = 12$ cm.

$d_2 = 12 + Ø + 2 \times Ø/2 = 28$ cm.

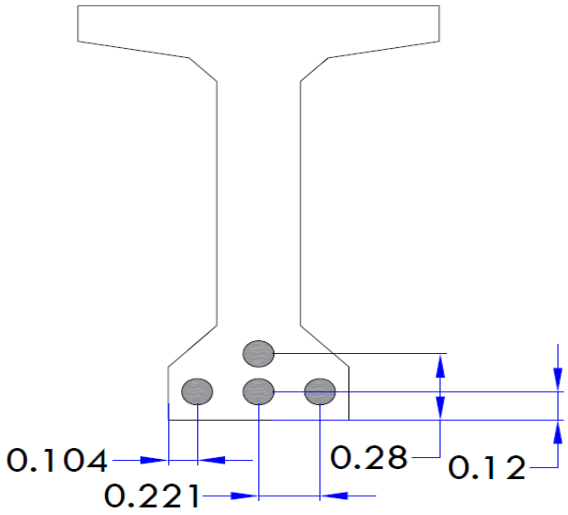


Figure VIII.5 Positions des câbles dans la section médiane

VIII.5.3. La trajectoire

VIII.5.3.1. Du câble n° 1

Comme j'ai cité précédemment la trajectoire du câble dans la partie non rectiligne peut suivre l'équation d'une parabole sur la forme :

$Y = a X^2$

$Y = a X^2 \Rightarrow Y' = tg\,\alpha = 2aX \Rightarrow a = \frac{tg\alpha}{2X}$

Donc : $Y = \frac{tg\alpha}{2X} X^2 = \frac{tg\alpha}{2} X \Rightarrow$ **tg α = 2aX**.

Mettre en compte les positions des câbles :

X = 0 => Y = C = 0 m.

X = -6 m => $Y = a (6)^2 = 0{,}32$ donc **$a = 8{,}888 * 10^{-3}$**

Pour la tangente « drivée simple ».

$(R') : Y = 8{,}888 * 10^{-3} X^2$

Quand on a l'équation du câble N°1 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Tableau VIII.3 Caractéristiques géométriques du câble n°1 en tous points

X	Y	Tg α (rad)	α (rad)	α (deg)	Cos (α)	Sin (α)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,5	0,0022	0,0089	0,0089	0,5092	1,0000	0,0089
1	0,0089	0,0178	0,0178	1,0184	0,9998	0,0178
1,5	0,0200	0,0267	0,0267	1,5274	0,9996	0,0267
2	0,0356	0,0356	0,0355	2,0361	0,9994	0,0355
2,5	0,0556	0,0444	0,0444	2,5446	0,9990	0,0444
3	0,0800	0,0533	0,0533	3,0526	0,9986	0,0533
3,5	0,1089	0,0622	0,0621	3,5601	0,9981	0,0621
4	0,1422	0,0711	0,0710	4,0671	0,9975	0,0709
4,5	0,1800	0,0800	0,0798	4,5735	0,9968	0,0797
5	0,2222	0,0889	0,0886	5,0791	0,9961	0,0885
5,5	0,2689	0,0978	0,0975	5,5839	0,9953	0,0973
6	0,3200	0,1067	0,1063	6,0879	0,9944	0,1061

VIII.5.3.2. Du câble n° 2

$$Y = a X^2$$

X = 0 => Y = C = 0 m.

X = -6 m => Y = a (6) ² = 0,59 donc **a = 0,0164**

(R') : Y = 0,0164 X²

Quand on a l'équation du câble N°2 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Tableau VIII.4 Caractéristiques géométriques du câble n°2 en tous points

X	Y	Tg α (rad)	α (rad)	α (deg)	Cos (α)	Sin (α)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,5	0,0041	0,0164	0,0164	0,9396	0,9999	0,0164
1	0,0164	0,0328	0,0328	1,8786	0,9995	0,0328
1,5	0,0369	0,0492	0,0492	2,8167	0,9988	0,0491
2	0,0656	0,0656	0,0655	3,7532	0,9979	0,0655
2,5	0,1025	0,0820	0,0818	4,6878	0,9967	0,0817
3	0,1476	0,0984	0,0981	5,6198	0,9952	0,0979
3,5	0,2009	0,1148	0,1143	6,5489	0,9935	0,1141
4	0,2624	0,1312	0,1305	7,4745	0,9915	0,1301
4,5	0,3321	0,1476	0,1465	8,3962	0,9893	0,1460
5	0,41	0,1640	0,1626	9,3136	0,9868	0,1618
5,5	0,4961	0,1804	0,1785	10,2262	0,9841	0,1775
6	0,5904	0,1968	0,1943	11,1335	0,9812	0,1931

VIII.5.3.3. Du câble n° 3

$$Y = a X^2$$

X = 0 => Y = C = 0 m.

X = -6 m => Y = a (6) ² = 0,862 donc **a = 0,024** **(R') : Y = 0,024 X²**

Quand on a l'équation du câble N°2 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Tableau VIII.5 Caractéristiques géométriques du câble n°3 en tous points

X	Y	Tg α (rad)	α (rad)	α (deg)	Cos (α)	Sin (α)
0	0,000	0,000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,5	0,006	0,024	0,0240	1,3748	0,9997	0,0240
1	0,024	0,048	0,0480	2,7481	0,9988	0,0479
1,5	0,054	0,072	0,0719	4,1182	0,9974	0,0718
2	0,096	0,096	0,0957	5,4836	0,9954	0,0956
2,5	0,150	0,120	0,1194	6,8428	0,9929	0,1191
3	0,216	0,144	0,1430	8,1943	0,9898	0,1425
3,5	0,294	0,168	0,1664	9,5366	0,9862	0,1657
4	0,384	0,192	0,1897	10,8685	0,9821	0,1886
4,5	0,486	0,216	0,2127	12,1886	0,9775	0,2111
5	0,600	0,240	0,2355	13,4957	0,9724	0,2334
5,5	0,726	0,264	0,2581	14,7887	0,9669	0,2553
6	0,864	0,288	0,2804	16,0664	0,9609	0,2768

VIII.5.3.4. Du câble n° 4

$$Y = a X^2$$

$X = 0 \quad \Rightarrow \quad Y = C = 0$ m.

$X = -6$ m $\Rightarrow$ $Y = a (6)^2 = 0,995$ donc **a = 0,0277**

(R'') : $Y = 0,0277 X^2$

Quand on a l'équation du câble N°2 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Tableau VIII.6 Caractéristiques géométriques du câble n°4 en tous points

X	Y	Tg α (rad)	α (rad)	α (deg)	Cos (α)	Sin (α)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,5	0,0069	0,0277	0,0277	1,5867	0,9996	0,0277
1	0,0277	0,0554	0,0553	3,1709	0,9985	0,0553
1,5	0,0623	0,0831	0,0829	4,7504	0,9966	0,0828
2	0,1108	0,1108	0,1103	6,3226	0,9939	0,1101
2,5	0,1731	0,1385	0,1376	7,8853	0,9905	0,1372
3	0,2493	0,1662	0,1647	9,4363	0,9865	0,1640
3,5	0,3393	0,1939	0,1915	10,9735	0,9817	0,1904
4	0,4432	0,2216	0,2181	12,4948	0,9763	0,2164
4,5	0,5609	0,2493	0,2443	13,9985	0,9703	0,2419
5	0,6925	0,2770	0,2702	15,4827	0,9637	0,2669
5,5	0,8379	0,3047	0,2958	16,9460	0,9566	0,2915
6	0,9972	0,3324	0,3209	18,3868	0,9489	0,3154

VIII.5.4. La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL

En général selon le règlement technique **BPEL** ; on peut prend en considération

$$\mathbf{a}\arcsin\left(-\frac{\overline{V}-V_M}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\overline{V}+V_m}{p}\right)$$

Tel que :

V_M : l'effort tranchant le plus défavorable $V_M = V_{max}$ [G+D240] = 1,4151 MN.

V_m : l'effort tranchant du poids propre $V_m = V_{min}$ [G] =0,32266 MN.

$\overline{V}$: Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

Avec : $\overline{V} = \bar{\tau} * b_n * 0{,}8 * h$

$\bar{\tau}$: Effort de cisaillement limité.

$$\bar{\tau} = \sqrt{(0{,}4 * f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right))}$$

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brute} - B_{Gaine}$

$B_n = 1{,}82885 - 4*(3{,}14*(0{,}08)^2)/4 = 1{,}809$ m².

P = 0,7*2,42*4 = 6,776 MN.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{6{,}776}{1{,}809} = 3{,}746 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{(0{,}4 * 3{,}3\left(3{,}3 + \frac{2}{3} * 4{,}013\right))} = 2{,}766 \text{ Mpa.}$$

$b_n = b_0 - mK\Phi$

(m = 1) : nombre de gaine par lit. K = 0,5 (Gaine injectée de ciment).

$b_n = 0{,}65 - 1*0{,}5*0{,}08 = 0{,}61$ m.

D'où : $\overline{V} = \bar{\tau} * b_n * 0{,}8 * h = 2{,}766*0{,}61*0{,}8*2 = 2{,}6996$ Mpa.

L'inégalité donne le résultat suivant :

$-10{,}93° \leq \alpha \leq 26{,}49°$

On a :

$\alpha_{c1} = 6{,}591°$.

$\alpha_{c2} = 12{,}035°$.

$\alpha_{c3} = 17{,}328°$.

$\alpha_{c4} = 19{,}804°$.

Donc les angles de relevage étant Vérifiés.

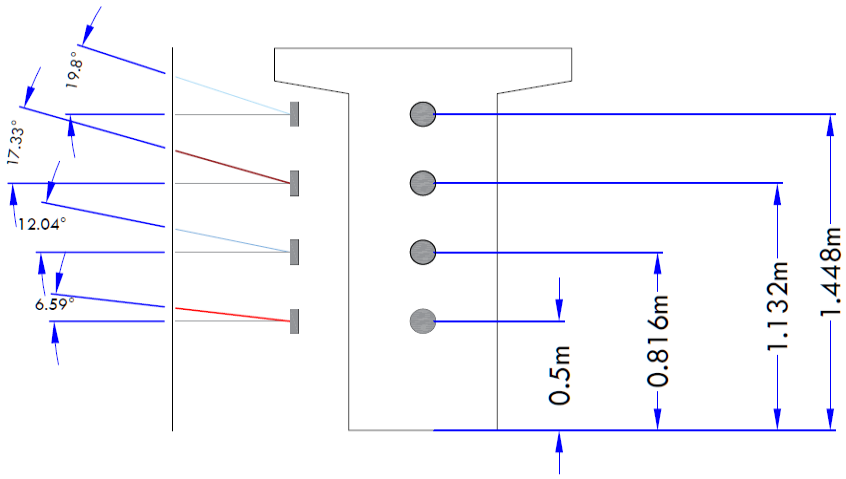


Figure VIII.6 Les angles de relevage

Les trajectoires des câbles sont résumées dans le tableau suivant / R :

Tableau VIII.7 Les trajectoires des câbles

Câble	Xi (m)	0	0,5	L/8	L/5,38	L/4	3L/8	L/2
		0	0,5	4,375	6,5	8,75	13,125	17,5
1	Y_i	0,5	0,444	0,163	0,12	0,12	0,12	0,12
	$Tg\alpha_i$	0,116	0,1071	0,0379	0	0	0	0
2	Y_i	0,816	0,7135	0,1972	0,12	0,12	0,12	0,12
	$Tg\alpha_i$	0,2132	0,1968	0,0697	0	0	0	0
3	Y_i	1,132	0,982	0,226	0,12	0,12	0,12	0,12
	$Tg\alpha_i$	0.312	0,288	0,102	0	0	0	0
4	Y_i	1,448	1,275	0,4028	0,28	0,28	0,28	0,28
	$Tg\alpha_i$	0,3601	0,3324	0,1177	0	0	0	0
Câble Moyen	Y_i	0,974	0,8536	0,2473	0,160	0,160	0,160	0,160
	$Tg\alpha_i$	0,2298	0,2311	0,0818	0	0	0	0

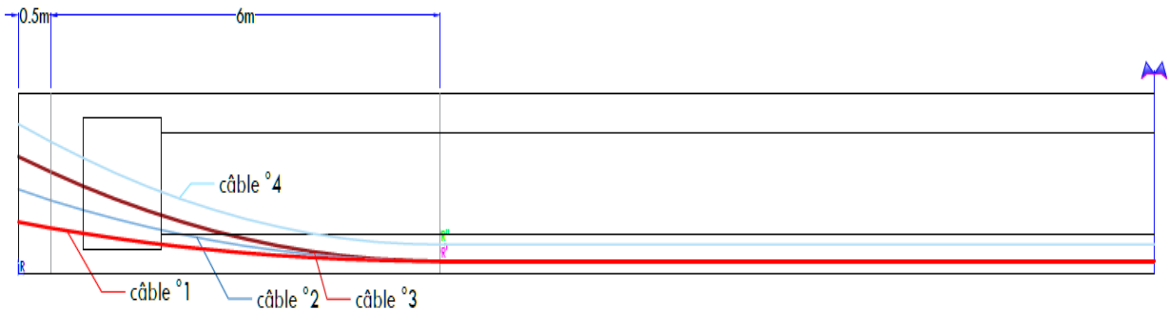


Figure VIII.7 Les trajectoires des câbles

VIII.6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

Avec l'assistance des câbles dans la poutre les caractéristiques géométriques des sections changent :

VIII.6.1. Pour l'abscisse X = 0,00 L

❖ **Section sans hourdis**

Position de CDG : $Y = \Sigma Y_i/i = 0,974$ m.

$B_{Gaine} = 3,14*(4)\ ^2 = 50,24$ cm².

$V' = S_{/\Delta}/B_n$; $V = H-V'$.

Tableau VIII.8 Caractéristiques de la section d'about + les gaines sans hourdis

Désignation	B (cm²)	Y (cm)	$S_{/\Delta}$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_{/\Delta}$ (cm^4)	V' (cm)	V (cm)	H (cm)
Section brute	12538,5	-	1188420,63	-	148193657,956	94,739	80,261	175
Gaines	200,96	97,4	19573,504	804,2477	1907263,537			
Section nette	12337,54	-	1168847,126	-	146286394,419			

$I_G = I_{/\Delta} - BV'^2 = 146286394,419 - 12337,54*(94,739)^2 = 35551074,08$ cm^4.

$i = (I_G/B_n)^{1/2} = (35551074,08/12337,54)^{1/2} = 53,680$ cm.

$\rho = I_G/VV'B_n = 35551074,08/(94,739*80,261*12337,54) = 0,3790 = 37,90\%$.

❖ **Section avec hourdis**

Tableau VIII.9 Caractéristiques de la section d'about + les gaines avec hourdis

Désignation	B (cm²)	Y (cm)	$S_{/\Delta}$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_{/\Delta}$ (cm^4)	V' (cm)	V (cm)	H (cm)
Section brute	18288,5	-	2266545,63	-	350641574,656	124,23	75,772	200
Gaines	200,96	97,4	19573,504	804,2477	1907263,537			
Section nette	18087,54	-	2246972,126	-	348734311,119			

$I_G = I_{/\Delta} - BV'^2 = 348734311,119 - 18087,54*(124,23)^2 = 69587625,967$ cm^4.

$i = (I_G/B_n)^{1/2} = (69587625,967/18087,54)^{1/2} = 62,026$ cm.

$\rho = I_G/VV'B_n = 69587625,967/(124,23*75,772*18087,54) = 0,4087 = 40,87\%$.

VIII.6.2. Pour X = 0,25L et 0,5L

❖ **Section sans hourdis**

Tableau VIII.10 Caractéristiques de la section à mi travée + les gaines sans hourdis

Désignation	B (cm²)	Y (cm)	$S_{/\Delta}$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_{/\Delta}$ (cm^4)	V' (cm)	V (cm)	H (cm)
Section brute	7288,75	-	705669,705	-	97703134,56	99,11	75,89	175
Gaines	200,96	16	3215,36	804,2477	52250,0077			
Section nette	7087,79	-	702454,345	-	97650884,552			

$I_G = I_{/\Delta} - BV'^2 = 97650884,552 - 7087,79*(99,11)^2 = 28028996,934$ cm^4.

$i = (I_G/B_n)^{1/2} = (28028996,934/7087,79)^{1/2} = 62,885$ cm.

$\rho = I_G/VV'B_n = 28028996,934/(99,11*75,89*7087,79) = 0,5258 = 52,58\%$.

❖ **Section avec hourdis**

Tableau VIII.11 Caractéristiques de la section à mi travée + les gaines avec hourdis

Désignation	B (cm²)	Y (cm)	$S_{/\Delta}$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I_{/\Delta}$ (cm^4)	V' (cm)	V (cm)	H (cm)
Section brute	13038,75	-	1783794,705	-	300151051,3	138,698	61,302	200
Gaines	200,96	16	3215,36	804,2477	52250,0077			
Section nette	12837,79	-	1780579,345	-	300098801,292			

$I_G = I_{/\Delta} - BV'^2 = 300098801,292 - 12837,79*(138,698)^2 = 53136499,341\ cm^4$.

$i = (I_G/B_n)^{1/2} = (53136499,341 /12837,79)^{1/2} = 64,336$ cm.

$\rho = I_G/VV'B_n = 53136499,341/(138,698*61,302*12837,79) = 0,4868 = 48,68\%$.

VIII.7. CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donner d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

✦ **Les pertes instantanées :**
- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✦ **Les pertes différées :**
- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII.7.1. Pertes instantanées

VIII.7.1.1. *Pertes dues au frottement du câble sur la gaine*

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension.

Cette perte est donnée selon BPEL91 par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{(-f\alpha - \emptyset l)})$$

Tel que :

α : L'angle de relevage du câble en radian.

l : Longueur en courbe des câbles calculée à l'aide du logiciel « Autocad 2015 ».

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,2\ rad^{-1}$. [12]

Φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002\ m^{-1}$. [12]

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1440$ MPa.

α : L'angle de relevage du câble en rad.

Tableau VIII.12 Valeurs des pertes dues aux frottements

Section		N° câble	l (m)	α (rad)	fα+ φl	$\Delta\sigma_f$(MPa)	$\Delta\sigma_f$ moy (MPa)
0,00L	**0 m**	**1**	0	0,115	0,0231	33,883	68,448
		2	0	0,21	0,0420	59,228	
		3	0	0,302	0,0604	84,401	
		4	0	0,346	0,0692	96,278	
L/70	**0,5 m**	**1**	0,504	0,107	0,0224	31,757	64,723
		2	0,511	0,194	0,0398	56,186	
		3	0,521	0,280	0,0570	79,921	
		4	0,528	0,321	0,0653	91,028	
L/8	**4,375**	**1**	4,389	0,038	0,0164	23,423	35,773
		2	4,423	0,069	0,0226	32,179	
		3	4,475	0,102	0,0294	41,580	
		4	4,507	0,117	0,0324	45,908	
L/5,38	**6,5**	**1**	6,515	0	0,0130	18,599	18,848
		2	6,549	0	0,0131	18,741	
		3	6,603	0	0,0132	18,883	
		4	6,637	0	0,0133	19,025	
L/4	**8,75**	**1**	8,765	0	0,0175	24,981	25,193
		2	8,799	0	0,0176	25,122	
		3	8,853	0	0,0177	25,264	
		4	8,887	0	0,0178	25,405	
3L/8	**13,125**	**1**	13,14	0	0,0263	37,378	37,554
		2	13,175	0	0,0264	37,519	
		3	13,228	0	0,0265	37,659	
		4	13,262	0	0,0265	37,659	
L/2	**17,5**	**1**	17,515	0	0,0350	49,528	49,737
		2	17,549	0	0,0351	49,667	
		3	17,603	0	0,0352	49,806	
		4	17,637	0	0,0353	49,945	

VIII.7.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l´armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l´ancrage.

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_{p0}(f\frac{\alpha}{L} + \varphi)x$$

Tel que :

$$x = \sqrt{\frac{gE_A}{\sigma_{p0}(f\frac{\alpha}{L} + \varphi)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. [12]

E_A : module d'élasticité de l'acier = $1{,}9.10^5$ Mpa.

L : la longueur du câble.

Tableau VIII.13 Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage

N° Câble	L (m)	α (rad)	f (α/L) + φ	X (m)	$\Delta\sigma_{recul}$
1	17,515	0,115	0,0033	15,489	147,207
2	17,549	0,21	0,0044	13,414	169,982
3	17,603	0,302	0,0054	12,108	188,304
4	17,637	0,346	0,0059	11,584	196,835

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de « Thalès » appliqué au diagramme des tensions : $\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul}(1 - \frac{x_i}{x})$

Tableau VIII.14 Pertes dues au recul d'ancrage pour des déférent x

N° Câble	$\Delta\sigma_{recul}$	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0,5	$\Delta\sigma_{recul}$ à 4,375	$\Delta\sigma_{recul}$ à 6,5	$\Delta\sigma_{recul}$ à 8,75	$\Delta\sigma_{recul}$ à 13,125	$\Delta\sigma_{recul}$ à 17,5
1	147,207	147,207	142,455	105,627	85,431	64,047	22,467	0
2	169,982	169,982	163,646	114,542	87,614	59,102	3,662	0
3	188,304	188,304	180,528	120,264	87,216	52,224	0	0
4	196,835	196,835	188,339	122,495	86,387	48,155	0	0

Valeurs moyennes des pertes par câble :

Tableau VIII.15 Pertes moyennes dues au recul d'ancrage pour des déférent x

Désignation	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0,5	$\Delta\sigma_{recul}$ à 4,375	$\Delta\sigma_{recul}$ à 6,5	$\Delta\sigma_{recul}$ à 8,75	$\Delta\sigma_{recul}$ à 13,125	$\Delta\sigma_{recul}$ à 17,5
Câble Moyen	175,582	168,742	115,732	86,662	55,882	6,532	0

VIII.7.1.3. *Pertes dues au raccourcissement instantané du béton*

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_A}{2E_{ij}}\sigma'_{bj}$$

Tel que :

σ'_{bj} : contrainte du béton.

E_A : module d'élasticité de l'acier = $1{,}9.10^5$ Mpa.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton égale à $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$.

La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7ème jours :
- $\sigma_{c7} = 30$ Mpa.
- $E_{ij} = 34{,}179.10^3$ Mpa. ⟹ $\Delta\sigma = 2{,}779\ \sigma'_{bj}$.
- $E_A = 1{,}9.10^5$ Mpa.

A 28ème jours :
- $\sigma_{c28} = 45$ Mpa.
- $E_{ij} = 39{,}125.10^3$ Mpa. ⟹ $\Delta\sigma = 2{,}428\ \sigma'_{bj}$.
- $E_A = 1{,}9.10^5$ Mpa.

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{M_P e}{I}$$

Avec :

$P = NA_P(\Delta\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{recul})$

M_p : moment de la poutre seule.

e =V – Y : section corrigée sans hourdis.

Tableau VIII.16 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Section / Désignation	0,00L	L/70 = 0,5 m	L/8 = 4,375 m	L/5,38 = 6,5 m	L/4 = 8,75 m	3L/8 = 13,125	L/2 = 17,5 m
P(MN)	8,037	8,108	8,659	8,968	9,132	9,381	9,343
I (m^4)	1,463		0,977				
B (m^2)	1,234		0,709				
e (m)	-0,1714	-0,0534	0,599	0,599	0,599	0,599	0,599
M_P (MN.m) à 7j	0	0,1653	1,2836	1,7747	2,2004	2,7505	2,9339
σ'_{bij} (MPa)	6,674	6,580	16,180	17,030	17,583	18,363	18,408
Δσ à 7j (Mpa)	18,548	18,287	44,964	47,327	48,863	51,030	51,155
Δσ à 28j (Mpa)	16,205	15,977	39,285	41,350	42,691	44,585	44,694

On résume toutes les pertes instantanées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.17 Pertes instantanées

L'abscisse de la section		Pertes dues aux frottements	Perte dues au recul	Perte dues au raccourcissement	La somme
0,00L	**0 m**	68,448	175,582	16,205	260,235
L/70	**0,5 m**	64,723	168,742	15,977	249,442
L/8	**4,375 m**	35,773	115,732	39,285	190,79
L/5,38	**6,5 m**	18,848	86,662	41,350	146,86
L/4	**8,75 m**	25,193	55,882	42,691	123,766
3L/8	**13,125**	37,554	6,532	44,585	88,671
L/2	**17,5 m**	49,737	0	44,694	94,431

VIII.7.2. Pertes différées

VIII.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma = \varepsilon_r(1 - r(t))E_P$$

Avec :

$\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ étant le retrait total du béton. [12]

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

r(t) = t / t + 9 r(m). Avec : r (m) = B_n/P.

B_n : la section nette.

P : le périmètre de la section.

✦ **Pour les câbles à l'about :**

B_n = 12337,54 cm².

P = 599,427 cm.

r (m) = 12337,54/599,427 = 20,582 cm.

A 7 jours : r(t) = 7 / (7+9*20,582) = 0,0364.

r(t) = 0,0364.

Donc : $\Delta\sigma = 3*10^{-4}$ (1-0,0364) $*1,9*10^5$ = 54,925 Mpa.

A 28 jours : r(t) = 28 / (28+9*20,582) = 0,1313.

r(t) = 0,1313.

Donc : $\Delta\sigma = 3*10^{-4}$ (1-0,1313) $*1,9*10^5$ = 49,516 Mpa.

✦ **Pour les câbles à mi-travée :**

B_n = 7087,79 cm².

P = 517,335 cm.

r (m) = 7087,79/517,335 = 13,701 cm.

A 7 jours : **r**(t) = 7 / (7+9*13,701) = 0,0537.

r(t) = 0,0537.

Donc : $\Delta\sigma = 3*10^{-4}$ (1-0,0537) $*1,9*10^5$ = 53,939 Mpa.

A 28 jours : r(t) = 28 / (28+9*13,701) = 0,1851.

r(t) = 0,1851.

Donc : $\Delta\sigma = 3*10^{-4}$ (1-0,1851) $*1,9*10^5$ = 46,449 Mpa.

Tableau VIII.18 Pertes dues au retrait du béton

Section	t	P	B_n	r(m)	r(t)	Δσ [Mpa]
L'about	7 jours	599,427	12337,54	20,582	0,0364	54,925
	28 jours	599,427	12337,54	20,582	0,1313	49,516
Mi travée	7 jours	517,335	7087,79	13,701	0,0537	53,939
	28 jours	517,335	7087,79	13,701	0,1851	46,449

VIII.7.2.2. Pertes dues au fluage [13]

C'est l'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ce qui engendre une perte de tension. Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b - \sigma_m)\, E_P/E_{ij}$$

σ_b : la contrainte finale du béton.

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours : $\sigma_b - \sigma_m = \sigma'_{bj} * K_{fl}$.

K_{fl} : coefficient de fluage.[13]

$K_{fl} = E_i - E_v / E_v = 2$.

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$K_{fl} = 2*(100-15) = 1,7$.

$K_{fl} = 1,7$.

$\Delta\sigma_{fl} = ((1,7*1,9*10^5) / 39,125*10^3)\ \sigma'_{bj} = 8,26\ \sigma'_{bj}$.

Tableau VIII.19 Pertes dues au fluage

Abscisse	0,00L	L/70	L/8	L/5,38	L/4	3L/8	L/2
Pertes dues au fluage (Mpa)	55,13	54,35	133,65	140,67	145,23	151,68	152,05

VIII.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, le calcul est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma = \frac{6}{100}\rho_{1000}\left(\left(\frac{\sigma_{pi}(X)}{f_{prg}}\right) - \mu_0\right)\sigma_{pi}(X)$$

μ_0 : coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

σ_{p0} = 1440 Mpa et μ_0 = 0,43.

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$. Avec $\Delta\sigma_i$: la contrainte totale instantanée.

En général : ρ_{1000} = 2,5% ; pour les aciers TBR.

ρ_{1000} = 8% ; pour les aciers RN.

Tableau VIII.20 Pertes dues à la relaxation des aciers

Désignation	0,00L	L/70	L/8	L/5,38	L/4	3L/8	L/2
σ_{p0} (Mpa)	1440	1440	1440	1440	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$ (Mpa)	260,235	249,442	190,79	146,86	123,766	88,671	94,431
σ_i (Mpa)	1179,765	1190,558	1249,21	1293,14	1316,234	1351,329	1345,569
$\Delta\sigma$ (Mpa)	36,15	37,52	45,27	51,45	54,82	60,10	59,22

Tableau récapitulatif des pertes différées [Mpa] :

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\,\Delta\sigma_P$

Tableau VIII.21 Pertes différées

Désignation	0,00L	L/70	L/8	L/5,38	L/4	3L/8	L/2
Pertes dues au retrait	49,516	49,516	46,449	46,449	46,449	46,449	46,449
Pertes dues au fluage	55,13	54,35	133,65	140,67	145,23	151,68	152,05
Pertes dues à la relaxation	36,15	37,52	45,27	51,45	54,82	60,10	59,22
Δσ totale	140,796	141,386	225,369	238,569	246,499	258,229	257,719

VIII.7.3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées)

% pertes = $\Delta\sigma$ totale/σ_{p0}.

Tableau VIII.22 Pertes totales avec les pourcentages

Désignation	0,00L	L/70	L/8	L/5,38	L/4	3L/8	L/2
Pertes instantanées	260,235	249,442	190,79	146,86	123,766	88,671	94,431
Pertes différées	140,796	141,386	225,369	238,569	246,499	258,229	257,719
Pertes totales	401,031	390,828	416,159	385,429	370,265	346,9	352,15
% pertes	27,85	27,14	28,90	26,77	25,71	24,09	24,45

L'estimation des pertes à 30% est vérifié après le calcul parce que toutes les pertes sont inférieures à 30%, donc le nombre de câbles est bien vérifie et égale à 4 câbles de 12T15 chacun.

VIII.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES

VIII.8.1. Vérification à l'ELS

VIII.8.1.1. Les contraintes normales

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subites par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contraintes en 6° phase pendant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage.

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes : [12]

$$\sigma_{p1} = 1{,}02\sigma_{p0} - 0{,}8\Delta\sigma_j \quad (1)$$

$$\sigma_{p1} = 0{,}98\sigma_{p0} - 1{,}2\Delta\sigma_j \quad (2)$$

(1) : c'est en phase de construction.

(2) : c'est en phase d'exploitation.

Avec :

σ_{p0} : tension initiale.

$\Delta\sigma_j$: Somme de toutes les pertes à l'âge considéré.

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

❖ **Phase de construction**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) \geq \sigma_{min} = -1{,}5f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) \leq \sigma_{max} = 0{,}6f_{cj}$$

❖ **Phase d'exploitation**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) \geq \sigma_{min} = -1{,}5f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) \leq \sigma_{max} = 0{,}6f_{cj}$$

Les vérifications des contraintes en six phases sont montrées ci-dessous :

✦ **La première phase :**

Au 7ème jour la poutre est toujours sur le banc de construction, les câbles de la première famille sont tirés à 50% et consomment 50% des pertes instantanées.

σ_{p0} = 0,5*1440 = 720 Mpa.

M_g = 293,388 t.m = 2,93388 MN.m.

$\Delta\sigma_j = 0{,}5*\Delta\sigma_{ins}$ = 0,5*94,431= 47,216 Mpa.

σ_{p1} = 1,02*720-0,8*47,216 = 696,627 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*696,627 = 4,6813$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{2,93388 * 0,7589}{0,280289969} + 4,6813\left(\frac{1}{0,708779} - \frac{0,8161 * 0,7589}{0,280289969}\right)$$

$\sigma_{sup} = 4,20$ MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{2,93388 * 0,9911}{0,280289969} + 4,6813\left(\frac{1}{0,708779} + \frac{0,8161 * 0,9911}{0,280289969}\right)$$

$\sigma_{inf} = 9,739$ MPa.

$4,20 > \sigma_{min} = -1,5*2,948 = -4,422$ Mpa. **Vérifier** √

$9,739 < \sigma_{max} = 0,6*39,13 = 23,478$ Mpa. **Vérifier** √

✦ **La deuxième phase :**

Au 21ème jours la poutre est toujours sur le banc de préfabrication, on tire les câbles de la 1ère famille à 100% et vont consommer 100% des pertes instantanée.

$\sigma_{p0} = 1*1440 = 1440$ Mpa.

$M_g = 293,388$ t.m $= 2,93388$ MN.m.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} = 1*94,431 = 94,431$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 1,02*1440-0,8*94,431 = 1393,255$ Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1393,255 = 9,3627$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{2,93388 * 0,7589}{0,280289969} + 9,3627\left(\frac{1}{0,708779} - \frac{0,8161 * 0,7589}{0,280289969}\right)$$

$\sigma_{sup} = 0,465$ MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{2,93388 * 0,9911}{0,280289969} + 9,3627\left(\frac{1}{0,708779} + \frac{0,8161 * 0,9911}{0,280289969}\right)$$

$\sigma_{inf} = 29,854$ MPa.

$0,465 > \sigma_{min} = -1,5*3,3 = -4,95$ Mpa. **Vérifier** √

$29,854 < \sigma_{max} = 0,6*45 = 27$ Mpa. **Pas Vérifier** √

On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure qui dépasse la contrainte limite ; on peut remédier à ce problème en ajoutant un contre poids qui va tendre les fibres inférieures.

$M_g = 5,13582$ MN.m.

$\sigma_{sup} = 6,427$ Mpa $> \sigma_{min} = -1,5*3,3 = -4,95$ Mpa. **Vérifier** √

$\sigma_{inf} = 22,067$ Mpa $< \sigma_{max} = 0,6*45 = 27$ Mpa. **Vérifier** √

✦ **La troisième phase :**

Au 28ème jour, nous posons la poutre sur les appuis, on coule la dalle, les câbles de la 1ère famille vont consommer en plus des pertes instantanées un certain pourcentage de perte diffères qui est r(t)%, t étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase (t=14 jours dans ce cas).

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

M_g = 513,582 t.m = 5,13582 MN.m.

r(t) = t/t+9r_m = 14/(14+9*0,88) = 0,6604.

$\Delta\sigma_j$ = 1*$\Delta\sigma_{ins}$ +0,6604*$\Delta\sigma_d$ = 1*94,431+0,6604*257,719 = 264,629 Mpa.

σ_{p1} = 1,02*1440-0,8*264,629 = 1257,097 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1257,097 = 8,4477$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{5,13582 * 0,7589}{0,280289969} + 8,4477\left(\frac{1}{0,708779} - \frac{0,8161 * 0,7589}{0,280289969}\right)$$

σ_{sup} = 7,158 MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{5,13582 * 0,9911}{0,280289969} + 8,4477\left(\frac{1}{0,708779} + \frac{0,8161 * 0,9911}{0,280289969}\right)$$

σ_{inf} = 18,136 MPa.

7,158 > σ_{min} = -1,5*3,3 = -4,95 Mpa. **Vérifier** √

18,136 < σ_{max} = 0,6*45 =27 Mpa. **Vérifier** √

✦ **La quatrième phase :**

Au 56ème jour, après durcissement de la dalle, nous tirons les câbles de l'extrados 100%, ils consomment la totalité des pertes instantanées.

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

M_g = 513,582 t.m = 5,13582 MN.m.

r(t) = t/t+9r_m = 35/(35+9*0,88) = 0,8155.

$\Delta\sigma_j$ = 1*$\Delta\sigma_{ins}$ +0,8155*$\Delta\sigma_d$ = 1*94,431+0,8155*257,719 = 304,601 Mpa.

σ_{p1} = 1,02*1440-0,8*304,601 = 1225,119 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1225,119 = 8,2328$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{5,13582 * 0,613}{0,531364993} + 8,2328\left(\frac{1}{1,283779} - \frac{1,187 * 0,613}{0,531364993}\right)$$

σ_{sup} = 1,064 MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_1\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{5,13582 * 1,387}{0,531364993} + 8,2328\left(\frac{1}{1,283779} + \frac{1,187 * 1,387}{0,531364993}\right)$$

σ_{inf} = 18,515 MPa.

1,064 > σ_{min} = -1,5*3,3 = -4,95 Mpa. **Vérifier** √

18,515 < σ_{max} = 0,6*45 =27 Mpa. **Vérifier** √

✦ **La cinquième phase :**

On installe le revêtement, les trottoirs, les gardes corps, les glissières et les corniches.

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

M_g = 631,466 t.m = 6,3147 MN.m.

$r(t) = t/t+9r_m = 39/(39+9*0,88) = 0,8312.$

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} +0,8312*\Delta\sigma_d = 1*94,431+0,8312*257,719 = 308,647$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 0,98*1440-1,2*308,647 = 1040,824$ Mpa.

$P_2 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1040,824 = 6,9943$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{6,3147 * 0,613}{0,531364993} + 6,9943\left(\frac{1}{1,283779} - \frac{1,187 * 0,613}{0,531364993}\right)$$

$\sigma_{sup} = 3,155$ MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{6,3147 * 1,387}{0,531364993} + 6,9943\left(\frac{1}{1,283779} + \frac{1,187 * 1,387}{0,531364993}\right)$$

$\sigma_{inf} = 10,636$ MPa.

$3,155 > \sigma_{min} = -1,5*3,3 = -4,95$ Mpa. **Vérifier** √

$10,636 < \sigma_{max} = 0,6*45 = 27$ Mpa. **Vérifier** √

✦ **La sixième phase :**

L'ouvrage est en service, on suppose que les câbles ont consommés la totalité des pertes ; la surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable qui est « G +D240 ».

$\sigma_{p0} = 1*1440 = 1440$ Mpa.

$M_{G+D240} = 1029,89$ t.m $= 10,2989$ MN.m.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} +1*\Delta\sigma_d = 1*94,431+1*257,719 = 352,15$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 0,98*1440-1,2*352,15 = 988,62$ Mpa.

$P_2 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*988,62 = 6,6435$ MN.

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I}\right) = \frac{10,2989 * 0,613}{0,531364993} + 6,6435\left(\frac{1}{1,283779} - \frac{1,187 * 0,613}{0,531364993}\right)$$

$\sigma_{sup} = 7,959$ MPa.

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g V'}{I} + P_2\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I}\right) = -\frac{10,2989 * 1,387}{0,531364993} + 6,6435\left(\frac{1}{1,283779} + \frac{1,187 * 1,387}{0,531364993}\right)$$

$\sigma_{inf} = -1,124$ MPa.

$7,959 > \sigma_{min} = -1,5*3,3 = -4,95$ Mpa. **Vérifier** √

$-1,124 < \sigma_{max} = 0,6*45 = 27$ Mpa. **Vérifier** √

On résume tous les résultats dans ce tableau :

Tableau VIII.23 Résultats et vérification des contraintes normales

Phase	P_i (MN)	M_g (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{min} (Mpa)	σ_{max} (Mpa)	Observation
Ⅰ	4,6813	2,9339	4,20	9,739	-4,422	23,478	**Vérifier**
Ⅱ	9,3627	5,1358	6,427	22,067	-4,95	27	**Vérifier**
Ⅲ	8,4477	5,1358	7,158	18,136	-4,95	27	**Vérifier**
Ⅳ	8,2328	5,1358	1,064	18,515	-4,95	27	**Vérifier**
Ⅴ	6,9943	6,3147	3,155	10,636	-4,95	27	**Vérifier**
Ⅵ	6,6435	10,2989	7,959	-1,124	-4,95	27	**Vérifier**

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les contraintes normales sont justifiées en toutes phases (d'exécution, à vide et en service).

VIII.8.1.2. *Les contraintes tangentielles*

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Donc on doit vérifier les inégalités suivantes : [13]

$$\tau^2 \leq 0{,}4 * f_{tj}\left(f_{tj} + \sigma_x\right) = \overline{\tau_1}$$

$$\tau^2 \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left(0{,}6f_{cj} - \sigma_x\right)\left(f_{tj} + \sigma_x\right) = \overline{\tau_2}$$

Tel que :

τ : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

$\overline{\tau_1}$ Et $\overline{\tau_2}$: Contrainte tangentielle admissible.

Les phases sont les estimations des pertes sont les mêmes que celles prises pour la vérification des contrainte normales, (en considérant la section d'appuis).

Avec :

$$\tau = \frac{V_{red} * S}{b_n * I}$$

V_{red} : l'effort tranchant réduit égale à $V_g - \Sigma P_i \sin\alpha_i$.

b_n : largeur nette de l'âme de la section égale à b_0-mKΦ.

S : moment statique de la section par rapport du centre de gravité (CDG).

I : le moment d'inertie de la section considérée.

✦ **La première phase :**

$\sigma_{p0} = 0{,}5*1440 = 720$ Mpa.

$\Delta\sigma_j = 0{,}5*\Delta\sigma_{ins} = 0{,}5*260{,}235 = 130{,}118$ Mpa.

σ_{p1} = 1,02*720-0,8*130,118 = 630,306 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*630,306 = 4,2357$ MN.

V_g = 33,53 t = 0,3353 MN.

V_{red} = 0,3353-(4,2357*(0,96)) /4 = -0,681 MN.

b_n = 0,65 – 1*0,5*0,08 = 0,61 m.

$$\tau = \frac{-0{,}681 * 0{,}2918212}{0{,}61 * 0{,}3555107408} = -0{,}916\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (4{,}2357*3{,}87) /4 = 4{,}098$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{4{,}098}{1{,}233754} - \frac{4{,}098 * 0{,}7724 * 0{,}8026}{0{,}3555107408} = -3{,}824 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{4{,}098}{1{,}233754} + \frac{4{,}098 * 0{,}7724 * 0{,}9474}{0{,}3555107408} = 11{,}757 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -3{,}824 + \frac{11{,}757 + 3{,}824}{1{,}75} * 0{,}8026 = 3{,}322 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-0{,}916)^2 = 0{,}839 < 0{,}4 * 2{,}948(2{,}948 + 3{,}322) = 7{,}394$ MPa $= \overline{\tau_1}$.**Vérifier** √

$\tau^2 = 0{,}839 < 2 * \frac{2{,}948}{39{,}13}(0{,}6 * 39{,}13 - 3{,}322)(2{,}948 + 3{,}322) = 19$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

✦ **La deuxième phase :**

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins}$ = 1*260,235 = 260,235 Mpa.

σ_{p1} = 1,02*1440-0,8*260,235 = 1260,612 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1260{,}612 = 8{,}4713$ MN.

V_g = 33,53 t = 0,3353 MN.

V_{red} = 0,3353-(8,4713*(0,96)) /4 = -1,698 MN.

b_n = 0,65 – 1*0,5*0,08 = 0,61 m.

$$\tau = \frac{-1{,}698 * 0{,}2918212}{0{,}61 * 0{,}3555107408} = -2{,}285\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (8{,}4713*3{,}87) /4 = 8{,}196$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{8{,}196}{1{,}233754} - \frac{8{,}196 * 0{,}7724 * 0{,}8026}{0{,}3555107408} = -7{,}649 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{8,196}{1,233754} + \frac{8,196 * 0,7724 * 0,9474}{0,3555107408} = 23,514 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -7,649 + \frac{23,514 + 7,649}{1,75} * 0,8026 = 6,664 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-2,285)^2 = 5,221 < 0,4 * 3,3(3,3 + 6,664) = 13,152$ MPa $= \overline{\tau_1}$.**Vérifier** √

$\tau^2 = 5,221 < 2 * \frac{3,3}{45}(0,6 * 45 - 6,664)(3,3 + 6,664) = 29,719$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

✦ **La troisième phase :**

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} + 0,6604*\Delta\sigma_d = 1*260,235+0,6604*140,796 = 353,217$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 1,02*1440-0,8*353,217 = 1186,226$ Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1186,226 = 7,9714$ MN.

$V_g = 58,69$ t = 0,5869 MN.

$V_{red} = 0,5869-(7,9714*(0,96))/4 = -1,326$ MN.

$b_n = 0,65 - 1*0,5*0,08 = 0,61$ m.

$$\tau = \frac{-1,326 * 0,2918212}{0,61 * 0,3555107408} = -1,784\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (7,9714*3,87)/4 = 7,712$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{7,712}{1,233754} - \frac{7,712 * 0,7724 * 0,8026}{0,3555107408} = -7,197 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{7,712}{1,233754} + \frac{7,712 * 0,7724 * 0,9474}{0,3555107408} = 22,125 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -7,197 + \frac{22,125 + 7,197}{1,75} * 0,8026 = 6,251 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-1,784)^2 = 3,183 < 0,4 * 3,3(3,3 + 6,251) = 12,607$ MPa $= \overline{\tau_1}$.**Vérifier** √

$\tau^2 = 3,183 < 2 * \frac{3,3}{45}(0,6 * 45 - 6,251)(3,3 + 6,251) = 29,065$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

✦ **La quatrième phase :**

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} + 0,8155*\Delta\sigma_d = 1*260,235+0,8155*140,796 = 375,054$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 1,02*1440-0,8*375,054 = 1168,757$ Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*1168,757 = 7,8540$ MN.

$V_g = 58,69$ t $= 0,5869$ MN.

$V_{red} = 0,5869-(7,8540*(0,96))/4 = -1,298$ MN.

$b_n = 0,65 - 1*0,5*0,08 = 0,61$ m.

$$\tau = \frac{-1,298 * 0,8251912}{0,61 * 0,69587625967} = -2,523\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (7,8540*3,87)/4 = 7,599$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{7,599}{1,808754} - \frac{7,599 * 1,0423 * 0,7577}{0,69587625967} = -4,423 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{7,599}{1,808754} + \frac{7,599 * 1,0423 * 1,2423}{0,69587625967} = 18,341 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -4,423 + \frac{18,341 + 4,423}{2} * 0,7577 = 4,201 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-2,523)^2 = 6,366 < 0,4 * 3,3(3,3 + 4,201) = 9,901$ MPa $= \overline{\tau_1}$. **Vérifier** √

$\tau^2 = 6,366 < 2 * \frac{3,3}{45}(0,6 * 45 - 4,201)(3,3 + 4,201) = 25,082$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

✦ **La cinquième phase :**

$\sigma_{p0} = 1*1440 = 1440$ Mpa.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} + 0,8312*\Delta\sigma_d = 1*260,235+0,8312*140,796 = 377,265$ Mpa.

$\sigma_{p1} = 0,98*1440-1,2*377,265 = 958,482$ Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*958,482 = 6,4410$ MN.

$V_g = 72,168$ t $= 0,7217$ MN.

$V_{red} = 0,7217-(6,4410*(0,96))/4 = -0,824$ MN.

$b_n = 0,65 - 1*0,5*0,08 = 0,61$ m.

$$\tau = \frac{-0,824 * 0,8251912}{0,61 * 0,69587625967} = -1,602\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (6,4410*3,87)/4 = 6,232$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{6,232}{1,808754} - \frac{6,232 * 1,0423 * 0,7577}{0,69587625967} = -3,627 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{6,232}{1,808754} + \frac{6,232 * 1,0423 * 1,2423}{0,69587625967} = 15,042 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -3{,}627 + \frac{15{,}042 + 3{,}627}{2} * 0{,}7577 = 3{,}446 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-1{,}602)^2 = 2{,}566 < 0{,}4 * 3{,}3(3{,}3 + 3{,}446) = 8{,}905$ MPa $= \overline{\tau_1}$.**Vérifier** √

$\tau^2 = 2{,}566 < 2 * \frac{3{,}3}{45}(0{,}6 * 45 - 3{,}446)(3{,}3 + 3{,}446) = 23{,}305$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

✦ **La sixième phase :**

σ_{p0} = 1*1440 = 1440 Mpa.

$\Delta\sigma_j = 1*\Delta\sigma_{ins} + 1*\Delta\sigma_d$ = 1*260,235+1*140,796 = 401,031 Mpa.

σ_{p1} = 0,98*1440-1,2*401,031 = 929,963 Mpa.

$P_1 = n*A_p*\sigma_{p1} = 4*1680*10^{-6}*929{,}963$ = 6,2494 MN.

V_{G+D240} = 141,508 t = 1,41508 MN.

V_{red} = 1,41508-(6,2494*(0,96)) /4 = -0,085 MN.

b_n = 0,65 – 1*0,5*0,08 = 0,61 m.

$$\tau = \frac{-0{,}085 * 0{,}8251912}{0{,}61 * 0{,}69587625967} = -0{,}165\ MPa.$$

Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$N_1 = (P_1 \Sigma\cos\alpha_i) / 4 = (6{,}2494*3{,}87) /4 = 6{,}046$ MN.

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{N_1 e_0 V}{I} = \frac{6{,}046}{1{,}808754} - \frac{6{,}046 * 1{,}0423 * 0{,}7577}{0{,}69587625967} = -3{,}519 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} - \frac{N_1 e_0 V'}{I} = \frac{6{,}046}{1{,}808754} + \frac{6{,}046 * 1{,}0423 * 1{,}2423}{0{,}69587625967} = 14{,}593 \text{ MPa.}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = -3{,}519 + \frac{14{,}593 + 3{,}519}{2} * 0{,}7577 = 3{,}343 \text{ MPa.}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$\tau^2 = (-0{,}165)^2 = 0{,}027 < 0{,}4 * 3{,}3(3{,}3 + 3{,}343) = 8{,}769$ MPa $= \overline{\tau_1}$.**Vérifier** √

$\tau^2 = 0{,}027 < 2 * \frac{3{,}3}{45}(0{,}6 * 45 - 3{,}343)(3{,}3 + 3{,}343) = 23{,}049$ MPa $= \overline{\tau_2}$. **Vérifier** √

On résume tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VIII.24 Résultats et vérification des contraintes tangentielles

Phase	P_i (MN)	V_g (MN)	V_{red} (MN)	σ_x (Mpa)	τ^2 (Mpa)	$\overline{\tau_1}$ (Mpa)	$\overline{\tau_2}$ (Mpa)	Observation
Ⅰ	4,2357	0,3353	-0,681	3,322	0,839	7,394	19	**Vérifier**
Ⅱ	8,4713	0,3353	-1,698	6,664	5,221	13,152	29,719	**Vérifier**
Ⅲ	7,9714	0,5869	-1,326	6,251	3,183	12,607	29,065	**Vérifier**
Ⅳ	7,8540	0,5869	-1,298	4,201	6,366	9,901	25,082	**Vérifier**
Ⅴ	6,4410	0,7217	-0,824	3,446	2,566	8,905	23,305	**Vérifier**
Ⅵ	6,2494	1,4151	-0,085	3,343	0,027	8,769	23,049	**Vérifier**

VIII.8.2. Vérification a la rupture

VIII.8.2.1. Sécurité a la rupture en flexion

$$\begin{cases} 1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240} \leq M_{RA} \\ 1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240} \leq M_{RB} \end{cases}$$

M_{RA} et M_{RB} sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

❖ **Calcul de M_{RA} :**

$M_{RA} = 0{,}9*h*F$

$h = 2\text{-}0{,}16 = 1{,}84$ m.

$F = \omega f_{prg} = 4*1680*10^{-6}*1860 = 12{,}499$ MN.

$M_{RA} = 0{,}9*1{,}84*12{,}499 = 20{,}698$ MN.m.

❖ **Calcul de M_{RB} :**

✦ **Pour l'âme :**

$M_{RB\ âme} = 0{,}35*b_0*h^2*f_{c28}$

b_0 : l'épaisseur de l'âme égale à 0,2 m.

h : la hauteur utile égale à 1,84 m.

$f_{c28} = 45$ Mpa.

$M_{RB\ âme} = 0{,}35*0{,}2*(1{,}84)^2*45 = 10{,}665$ MN.m

✦ **Pour l'hourdis :**

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 (h_0 = 15 +25 = 40 cm =0,4 m) constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB\ hourdis} = \min \begin{cases} 0{,}8\ (b\text{-}b_0)\ (h\text{-}h_0/2)\ h_0 f_{c28}. \\ 0{,}35\ (b\text{-}b_0)\ h^2 f_{c28}. \end{cases}$$

$$M_{RB\ hourdis} = \min \begin{cases} 0{,}8\ (1{,}3\text{-}0{,}2)\ (1{,}84\text{-}0{,}4/2)\ *0{,}4*45. \\ 0{,}35\ (1{,}3\text{-}0{,}2)\ *(1{,}84)^2*45. \end{cases}$$

$M_{RB\ hourdis}$ = min { 11,405 MN.m. ; 58,656 MN.m. }

Alors : $M_{RB\ hourdis}$ = 11,405 M N.m.

Donc : $M_{RB} = M_{RB\ hourdis} + M_{RB\ âme}$ = 11,405 + 10,665 = 22,07 MN.m.

❖ **Moment de fissuration :**

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à $2\sigma_x$ (2*(-3,3) = -6,6 Mpa).

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de 39,33 Mpa, le moment de fissuration M_f engendre une contrainte résultante de (-6,6 MPa). Une contrainte élémentaire de : 39,33+6,6 = 45,93 Mpa.

M_f*V'/I = 45,93 => M_f = 45,93*0,2803/0,9911 = 12,99 MN.m.

Donc : M_f = 12,99 MN.m < 20,698 MN.m. **Vérifier** √

❖ **Sécurité :**

✦ **Par rapport au béton :**

$1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240}$ = 13,9035 MN.m.

M_{RB} = 22,07 MN.m => 0,7 M_{RB} = 0,7*22,07 = 15,449.

$1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240} < 0{,}7\ M_{RB}$. **Vérifier** √

✦ **Par rapport aux aciers :**

$1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240}$ = 13,9035 MN.m.

M_{RA} = 20,698 MN.m => 0,9 M_{RA} = 0,9*20,698 = 18,628.

$1{,}35M_G + 1{,}35M_{D240} < 0{,}9\ M_{RA}$. **Vérifier** √

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

VIII.8.2.2. *Sécurité a la rupture par l'effort tranchant*

❖ **Résistance du béton**

Donnée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{red\ u}}{\sin(2\gamma)}$$

$\tau_{red\ u}$: contrainte de cisaillement égale à $\frac{V_{red}S}{b_n I}$

V_{red} = 1,91-2,42*0,7*0,96 = 0,284 MN.

$$\tau_{red\ u} = \frac{0{,}284 * 0{,}8251912}{0{,}61 * 0{,}69587625967} = 0{,}552 \text{ MPa.}$$

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_{red}}{\sigma'_b}$$

$\sigma'_b = \frac{P}{B_n} = \frac{6{,}776}{1{,}809}$ = 3,746 Mpa => tan ($2\beta_u$) = 2*0,552/3,746 = 0,295. D'où β_u = 8,218°.

$$\sigma_b = \frac{2*0{,}552}{\sin(2*8{,}218)} = 3{,}902 \text{ MPa.}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_b < \frac{2}{3}\sigma_{bu}$

$$\frac{2}{3}\sigma_{bu} = \frac{2}{3} * \frac{0{,}85\ f_{cj}}{\theta\gamma_b} = \frac{2}{3} * \frac{0{,}85 * 45}{1{,}5} = 17 \text{ MPa.}$$

Donc : $\sigma_b = 3{,}902 < 17$ Mpa. **Vérifier** √

VIII.9. FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VIII.9.1. Ferraillage passif longitudinal

VIII.9.1.1. Armatures longitudinales de peau

Le but est de repartir les effets de retrait et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne. [12]

$$A_{min} \geq \max (3cm^2, 0{,}1\%B_h)$$

Avec : B_h : la section homogène de la poutre

$B_h = B_n + K*n*A_p = 7087{,}79+5*4*1680*10^{-2} = 7423{,}79\ cm^2$.

$A_{min} \geq \max (3\ cm^2 ; 7{,}424\ cm^2) = 7{,}424\ cm^2$.

La section d'acier est de 9,24 cm² ce qu'équivaut à (**6HA14**).

VIII.9.1.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue

Ces armatures longitudinales sont disposées dans la zone tendue pour équilibrer les contraintes de traction, cette section est calculée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} * \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

B_t : surface du béton tendu.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : limite élastique des armatures utilisées égale à 400 Mpa.

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.

Pour le calcul de B_t, on prend les contraintes normales vérifiée dans la dernière phase et montrées dans la figure ci-dessous.

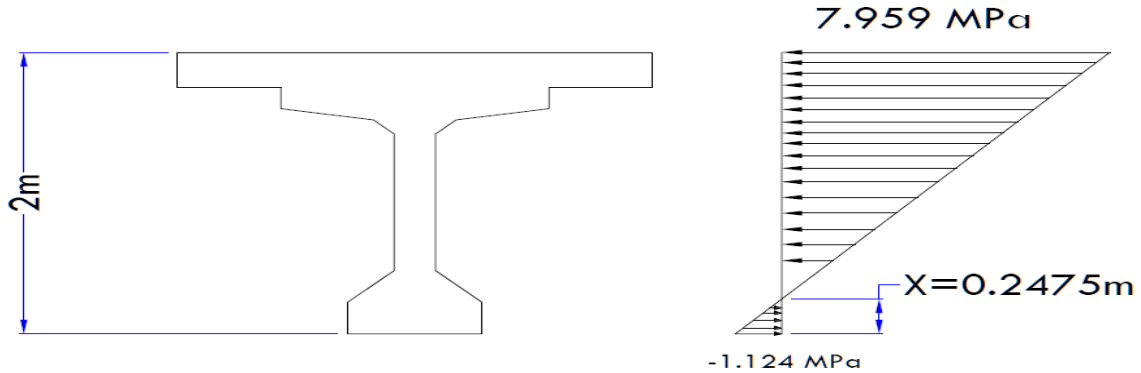


Figure VIII.8 Diagramme de contraintes de la section poutre + l'hourdis

On a : $\frac{7,959}{(2-x)} = \frac{1,124}{x}$ => x = 0,2475 m = 24,75 cm.

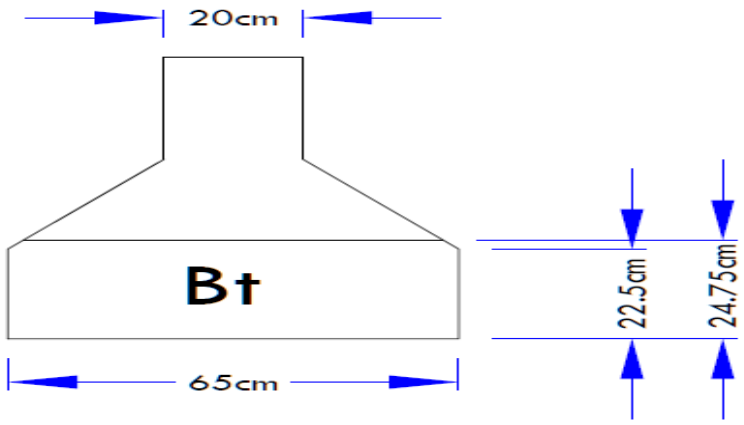


Figure VIII.9 La partie tendue du béton

B_t = 0,1604 m² = 1604 cm².

$N_{Bt} = B_t * \sigma_t/2$ = 0,1604*1,124/2 = 0,090 MN.

$A_s = \frac{0,1604}{1000} + \left(\frac{0,09}{400} * \frac{3,3}{1,124}\right) * 10^4 = 6,606$ cm².

La section d'acier est de 8.04 cm² ce qu'équivaut à (**4HA16**).

VIII.9.2. Ferraillage passif transversal

VIII.9.2.1. Armatures transversales de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d´une poutre doit être d´au moins 2 cm². Ceci correspond à environ **un cadre HA12** de section égale à 2.26 cm².

VIII.9.2.2. Armatures transversales minimales

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, pour éviter la rupture fragile due à l'effort tranchant, cependant cette condition doit être vérifiée :

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_S} \geq 0,6 \text{ MPa.}$$

Pour la suite de la poutre on choisit la même section que celle des armatures de peau c'est à dire A_t = 2,26 cm². (**Un cadre HA12)**

Pour l'espacement il doit vérifier la condition :

$S_t \leq \min(1 \text{ m} ; 0,8h ; 3b_0) = \min(1 \text{ m} ; 1,6 ; 1,95) = 1$ m.

On prend S_t = 20 cm.

Donc : $\frac{2,26*10^{-4}*400}{0,2*0,61*1,15} = 0,64 > 0,6$ MPa. **Vérifier** √

VIII.9.2.3. Résistance des armatures transversales

Cette vérification consiste à justifier la résistance des armatures transversales à l'effort tranchant après fissuration, sa formule est :

$$\tau_{red} \leq \frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_S} * \text{cotg}(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}.$$

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_S} * \text{cotg}(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3} = 0{,}43 * \text{cotg}(30) + \frac{3{,}3}{3} = 1{,}845 \text{ MPa.}$$

$\tau_{red} = 0{,}552$ MPa.

Donc : $\tau_{red} < 1{,}845$ Mpa. **Vérifier** √

VIII.9.2.4. Cadre du talon

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

On a : $\overline{\sigma_{cn}} = 45$ Mpa et $\overline{\sigma_{28}} = 27$ Mpa.

Soit l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre c=6 cm ; on doit avoir :

$$\frac{\overline{W_t}}{t} = c\frac{\overline{\sigma_{28}}}{\overline{\sigma_{cn}}} * 100 = 0{,}06 * \frac{27}{45} * 100 = 3{,}6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit **4 cadres HA12/ml**. On fixe l'espacement $\mathbf{S_t}$ **= 10 cm** à l'about et à **20 cm** en travée.

VIII.9.2.5. Armatures supérieures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre : $q_1 = 0{,}1465*2{,}5 = 0{,}366$ t/ml.

Le béton frais hourdis : $q_2 = 0{,}1625*2{,}5 = 0{,}406$ t/ml.

Une surcharge de 450 kg/m² provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$q_3 = 1{,}2*0{,}45*0{,}65 = 0{,}351$ t/ml.

$q = q_1 + q_2 + q_3 = 1{,}124$ t/ml.

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est : $M = ql^2/2 = 1{,}124*(0{,}65)^2/2 = 0{,}24$ t.m/ml.

$A_s = 0{,}42$ cm².

On choisit **HA12** tous les **20 cm**.

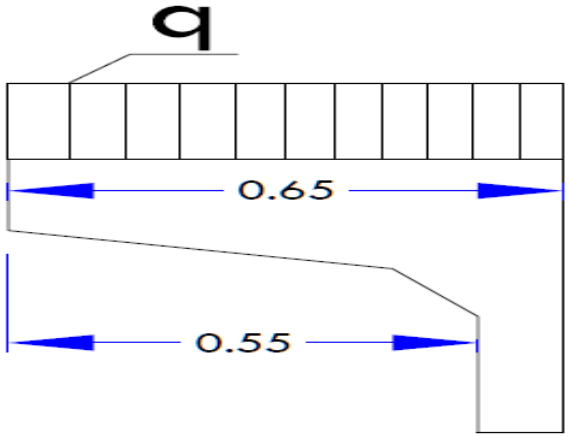


Figure VIII.10 La table de compression chargée

VIII.10. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts dus à la transmission des réactions par l'appui et à l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. [12]

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

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

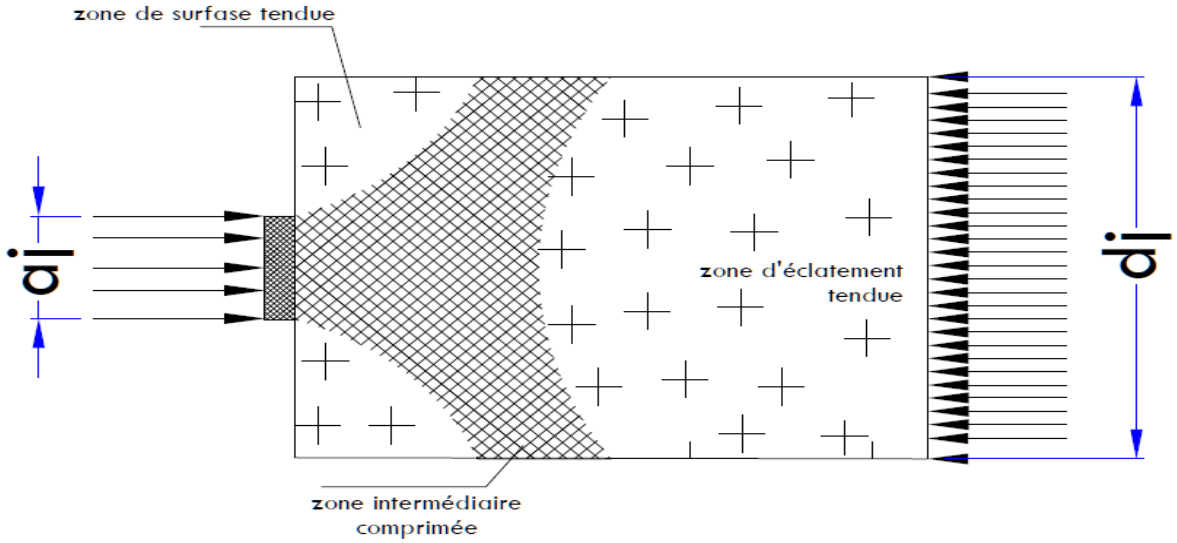


Figure VIII.11 Les différentes zones d'about

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j.

$C_1 = 0{,}302$ m.

$C_2 = 0{,}316$ m.

$C_3 = 0{,}316$ m.

$C_4 = 0{,}316$ m.

$C_5 = 0{,}5$ m.

$d_1 = \min(2C_1 ; C_2) = \min(0{,}604 ; 0{,}316) = 0{,}316$ m.

$d_2 = \min(C_2 ; C_3) = \min(0{,}316 ; 0{,}316) = 0{,}316$ m.

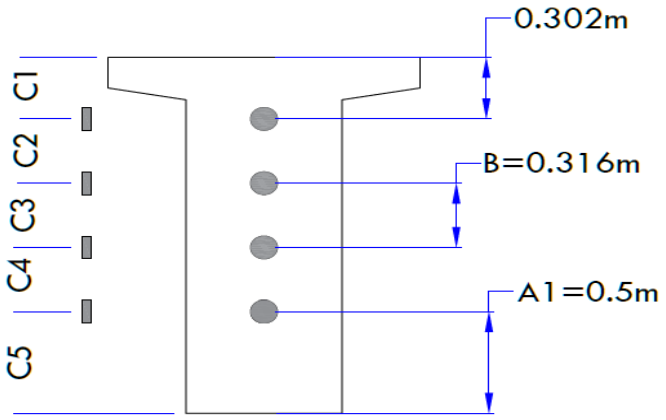


Figure VIII.12 Les dimensions du prisme

$d_3 = \min(C_3 ; C_4) = \min(0{,}316 ; 0{,}316) = 0{,}316$ m.

$d_4 = \min(C4 ; 2C_5) = \min(0{,}316 ; 1) = 0{,}316$ m.

$a_j = 0{,}24$ m.

VIII.10.1. Zone de surface tendue

Dans cette zone, il faut prévoir un ferraillage au voisinage immédiat de la section d'ancrage, prévoir un frettage de surface :

$$A_S = 0{,}04 * \frac{\max P_{j0}}{\overline{\sigma_S}}$$

Avec : $\overline{\sigma_S} = \frac{2}{3} f_e$

$\overline{\sigma_S} = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} * 400 = 266{,}667$ Mpa.

P_{j0} : Force à l'origine de l'ancrage.

$P_{j0} = A_p * \sigma_{p0} = 1680 * 10^{-6} * 1440 = 2{,}419$ MN.

Donc : $A_S = 0{,}04 * \frac{2{,}419}{266{,}667} * 10^4 = 3{,}628\ cm^2$.

On choisit **4 HA16** ($A_S = 8{,}04\ cm^2$).

VIII.10.2. Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\Sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec : b : la largeur de la poutre égale à 0,65 m.

d_j : la hauteur du prisme symétrique associe au niveau j égale à 0,316 m.

Cette vérification s'effectue sur le béton au 7ème et 28ème jour.

❖ **1er cas : 7ème jour**

Les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c7} = 39{,}13$ Mpa.

$\Sigma_{mj} = \frac{2{,}419 * 0{,}5}{0{,}65 * 0{,}316} = 5{,}889 < \frac{2}{3} f_{c7} = 26{,}087$ Mpa. **Vérifier** √

❖ **2ème cas : 28ème jour**

Les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28} = 45$ Mpa.

$\Sigma_{mj} = \frac{2{,}419}{0{,}65 * 0{,}316} = 11{,}777 < \frac{2}{3} f_{c28} = 30$ Mpa. **Vérifier** √

VIII.10.3. Zone d'éclatement

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier la formule ci-après dans le plan horizontal et vertical :

$$\sigma_{tj} = 0{,}5 * (1 - \frac{a_j}{d_j}) \frac{P_{j0}}{b d_j} \leq 1{,}25 f_{tj}$$

a_j : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à niveau j égale à 0,24 m.

❖ **1er cas : 7ème jour**

Les câbles sont tirés à 50%, avec f_{t7} = 2,948 Mpa.

$$\Sigma_{tj} = 0{,}5 * \left(1 - \frac{0{,}24}{0{,}316}\right)\frac{2{,}419*0{,}5}{0{,}65*0{,}316} = 0{,}708 \leq 1{,}25 f_{t7} = 3{,}685 \text{ Mpa.}$$ **Vérifier** √

❖ **2ème cas : 28ème jour**

Les câbles sont tirés à 100%, avec f_{t28} = 3,3 Mpa.

$$\Sigma_{tj} = 0{,}5 * \left(1 - \frac{0{,}24}{0{,}316}\right)\frac{2{,}419}{0{,}65*0{,}316} = 1{,}416 \leq 1{,}25 f_{t28} = 4{,}125 \text{ Mpa.}$$ **Vérifier** √

On passe ensuite au ferraillage de cette zone, qui se situe juste derrière chaque ancrage :

$$A_e = \max \begin{cases} 0{,}25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{P_{j0}}{\overline{\sigma_s}} \\ 0{,}15\frac{P_{j0}}{\overline{\sigma_s}} \end{cases}$$

✦ **Sur le plan vertical :**

$$A_e = \max \begin{cases} 0{,}25\left(1 - \frac{0{,}24}{0{,}316}\right) * \frac{2{,}419}{266{,}667} * 10^4 = 5{,}454 \text{ cm}^2. \\ 0{,}15\frac{2{,}419}{266{,}667} * 10^4 = 13{,}607 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

A_e = 13,607 cm², donc on disposera **4 cadres de HA16 (16,08 cm²)** sur une longueur de 0,316 m.

✦ **Sur le plan horizontal :**

$$A_e = \max \begin{cases} 0{,}25\left(1 - \frac{0{,}24}{0{,}316}\right) * \frac{4*2{,}419}{266{,}667} * 10^4 = 21{,}817 \text{ cm}^2. \\ 0{,}15 * \frac{2{,}419*4}{266{,}667} * 10^4 = 54{,}427 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

A_e = 54,427 cm², donc on disposera **4 cadres de HA32 (64,34 cm²)** autour de chaque ancrage.

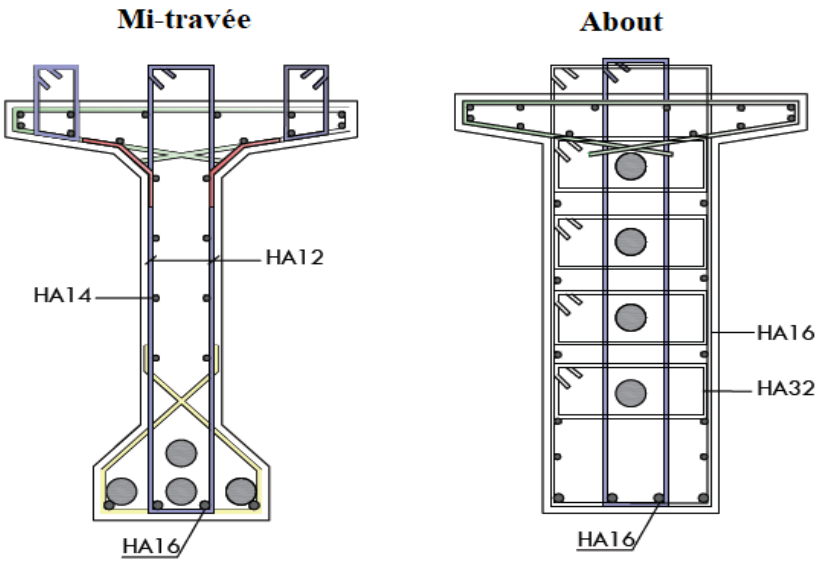
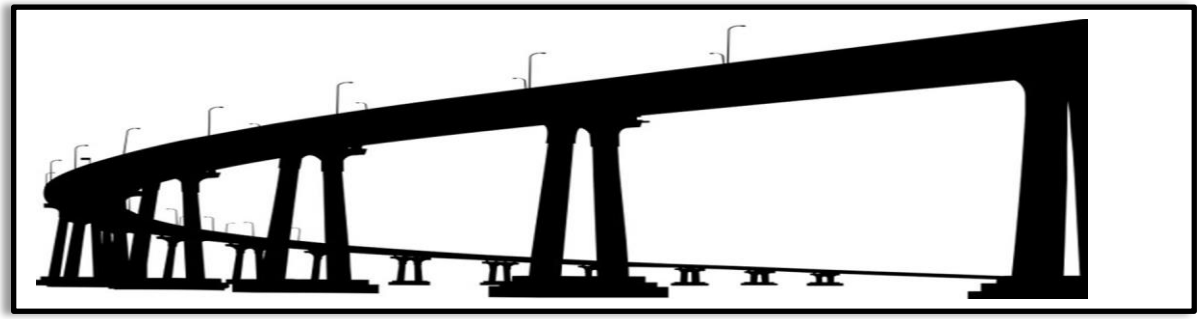


Figure VIII.13 Ferraillage final de la poutre

VIII.11. CONCLUSION

Dans ce chapitre j'ai pu déterminer le câblage qui satisfait les conditions sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante et aux zones particulières ainsi que le ferraillage des poutres.

On va dans le chapitre suivant calculer les déformations subites pour cet ouvrage.



CHAPITRE Ⅸ
CALCUL DES DEFORMATION

IX. CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.1. INTRODUCTION

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte.

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaitre sur certaines sections.

IX.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

IX.2.1. Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie.

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5GL^4}{384 I_{eq} E_V}$$

L = 35 m.

G = q =3,354 t/ml = 0,03354 MN/ml.

I_{eq} : moment d'inertie de la section équivalente (poutre + hourdis) égale à 0,5692

E_v : module de déformation différée égale à $3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 13160{,}505$ Mpa.

$F_G = \frac{5*0{,}03354*35^4}{384*0{,}5692*13160{,}505} = 0{,}0875$ m.

f_G = 8,75 cm.

IX.2.2. Contre flèche de précontrainte

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_P sera donné par :

$$f_p = \int_0^L \frac{M_P}{EI} * x dx$$

Sachant que :

$M_P = N_i e_p$.

$N_i = \Sigma P_i \cos(\alpha_i)$.

$P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{tot}) * A_p$.

$A_p = 1680$ mm² ; $\sigma_{p0} = 1440$ Mpa.

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 Calcul du moment de précontrainte dans différente section

X (m)	e_p (m)	N_i (MN)	M_P (MN.m)
0	-0,2683	7,67	-2,058
L/4	-1,227	8,85	-10,859
L/2	-1,227	9,04	-11,092

❖ **Calcul de centre de gravité**

$$X_G = \frac{h}{3} * \frac{2b + B}{b + B}$$

$$X_{G1} = \frac{8,75}{3} * \frac{2 * 2,058 + 10,859}{2,058 + 10,859} = 3,381 \text{ m.}$$

$$X_{G2} = \frac{8,75}{3} * \frac{2 * 10,859 + 11,092}{10,859 + 11,092} = 4,359 \text{ m.}$$

X_{G1} = 3,381 m.

X_{G2} = 13,109 m.

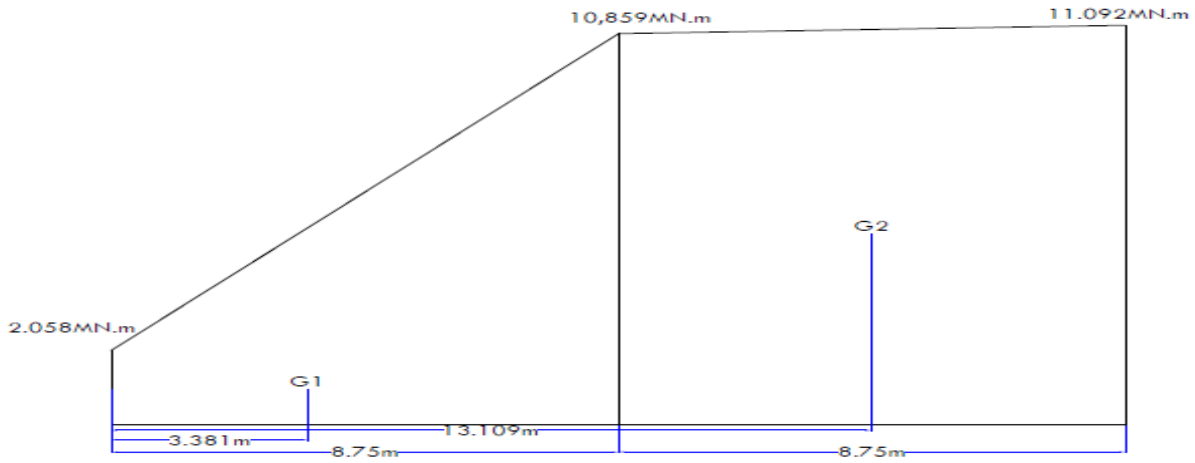


Figure IX.1 Diagramme du moment de précontrainte

❖ **Calcul du moment statique**

Tableau IX.2 Valeur du moment statique

Section	Aire (m²)	X_G (m)	Moment statique (m^3)
1	-56,5119	3,381	-191,067
2	-96,0356	13,109	-1258,931
			Σ = -1449,998

$$f_p = -\frac{1449,998}{0,5692 * 13160,505} = -0,1936 \text{ m.}$$

D'où : **f_p = -19,36 cm**.

IX.2.3. Flèche due à la construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle se prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmentent la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est : $f_c = \frac{3}{4}\left(|f_p| - f_G\right) = \frac{3}{4}(19{,}36 - 8{,}75) = 7{,}96$ cm

f_c = 7,96 cm.

IX.2.4. Flèche due à la surcharge D_{240}

M_{D240} = 448,626 t.m = 4,4863 MN.m.

$$f_{D240} = \frac{5ql^2}{48EI} = \frac{5 * 4{,}4863 * 35^2}{48 * 0{,}5692 * 39125{,}826} = 0{,}0257 \text{ m}$$

f_{D240} = 2,57 cm.

IX.2.5. Flèche totale

La flèche réelle du tablier en service à vide est égale à :

$$F = f_G + f_p + f_c = 8{,}75 - 19{,}36 + 7{,}96 = -2{,}65 \text{ cm}.$$

La flèche totale du tablier en service en charge est égale à :

$$F = f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 8{,}75 - 19{,}36 + 7{,}96 + 2{,}57 = -0{,}08 \text{ cm}.$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : F = 0,08 cm est inférieure à la flèche admissible : (L/500 = 7 cm).

Donc la condition de flèche limite à l'ELS est vérifiée.

IX.3. CALCUL DES ROTATIONS

Les rotations sont calculées au niveau de la section d'about (position de la rotation max) de la poutre la plus sollicitée.

IX.3.1. Rotation sous le poids propre

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24E_vI}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about égale 0,697421519 m^4.

$$\Theta_G = \frac{0{,}03354 * 35^3}{24 * 13160{,}505 * 0{,}697421519} = 6{,}528 * 10^{-3} \text{rad}.$$

Θ_G = 6,528*10^{-3} rad.

IX.3.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2E_vI}\int_0^L M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (flèche) :

$\int_0^L Mdx$: Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int_0^L Mdx = 2 * (-56{,}5119 - 96{,}0356) = -305{,}095\ m^2.$$

$$\Theta_p = -\frac{305{,}095}{2 * 13160{,}505 * 0{,}697421519} = -0{,}016\ rad.$$

Θ_p = -0,016 rad.

IX.3.3. Rotation sous surcharge D_{240}

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par la formule suivant :

$$\theta_{D240} = \frac{P\alpha(3L^2 - \alpha^2)}{48EI}$$

α : longueur de la surcharge D_{240} égale à 18,6 m.

P : surcharge repartie par ml égale à 12,9 t/ml = 0,129 MN/ml.

$$\Theta_{D240} = \frac{0{,}129 * 18{,}6 * (3 * 35^2 - 18{,}6^2)}{48 * 39125{,}826 * 0{,}697421519} = 6{,}098 * 10^{-3}\ rad.$$

Θ_{D240} = 6,098*10^{-3} rad.

IX.3.4. Rotation totale

La rotation totale de l'appui :

En service à vide :

$$\theta = \theta_G + \theta_p = 6{,}528*10^{-3} - 0{,}016 = -9{,}472*10^{-3}\ rad.$$

En service en charge :

$$\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_{D240} = 6{,}528*10^{-3} - 0{,}016 + 6{,}098*10^{-3} = -3{,}374*10^{-3}\ rad.$$

IX.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS

IX.4.1. Déplacement dû à une rotation d'appui

$$\Delta h_{rot} = \frac{h}{2}\theta$$

H : hauteur de la poutre + hourdis = 2 m.

A vide : **Δh_{rot} = -9,742 mm**.

En charge : **Δh_{rot} = -3,374 mm**.

IX.4.2. Déplacement dû au retrait

$$\Delta h_r = \frac{L}{2}\varepsilon_r$$

ε_r : le retrait final (nord algérien) égale à 3*10^{-4}.

L = 35 m.

D'où : $\Delta h_r = 17,5*3*10^{-4} = 5,25*10^{-3}$ m = 5,25 mm.

Δh_r = 5,25 mm.

IX.4.3. Déplacement dû au fluage

$$\Delta h_{fl} = \frac{l}{2} * \frac{\Delta \sigma_f}{E_p}$$

$\Delta\sigma_f$ = 152,05 Mpa.

$$\Delta h_{fl} = \frac{35}{2} * \frac{152,05}{2 * 10^5} = 0,0133 \text{ m.}$$

Δh_{fl} = 1,33 cm.

IX.4.4. Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta h_t = \frac{L}{2} \varepsilon_t$$

E_t =
- $2*10^{-4}$ à long terme : **Δh_t = 3,5 mm**.
- $3*10^{-4}$ à court terme : **Δh_t = 5,25 mm**.

IX.4.5. Déplacement total

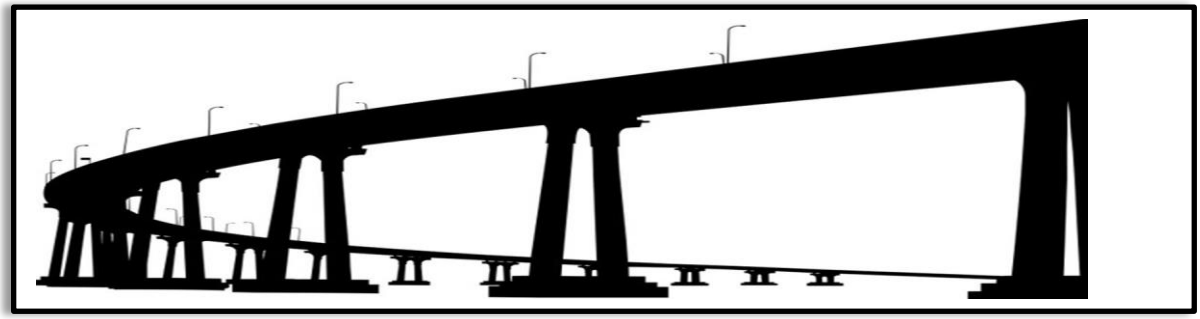
$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3}(\Delta h_{rot} + \Delta h_r + \Delta h_{fl}) + \Delta h_t$$

A long terme : **Δh_{max} = 0,94 cm.**

A court terme : **Δh_{max} = 1,11 cm.**

IX.5. CONCLUSION

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations ne sont pas importantes, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.



CHAPITRE X

ETUDE DE L'HOURDIS

X. ETUDE DE L'HOURDIS

X.1. INTRODUCTION

L'hourdis est un élément de structure plane en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Il est destiné à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres, en créant des sollicitations de flexion et assurant la répartition transversale des efforts.

X.2. DISCRIPTION DE LA DALLE

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur et de 16.25m de largeur, recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm, reposant sur 7 poutres en béton précontraint.

X.3. ETUDE DE LA FLEXION

Pour l'étude de la flexion, on évalue les sollicitations de l'hourdis en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

X.3.1. Évaluation des sollicitations

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Je ne considère que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU).

❖ **Flexion longitudinale**

Autour de l'axe (YY) :

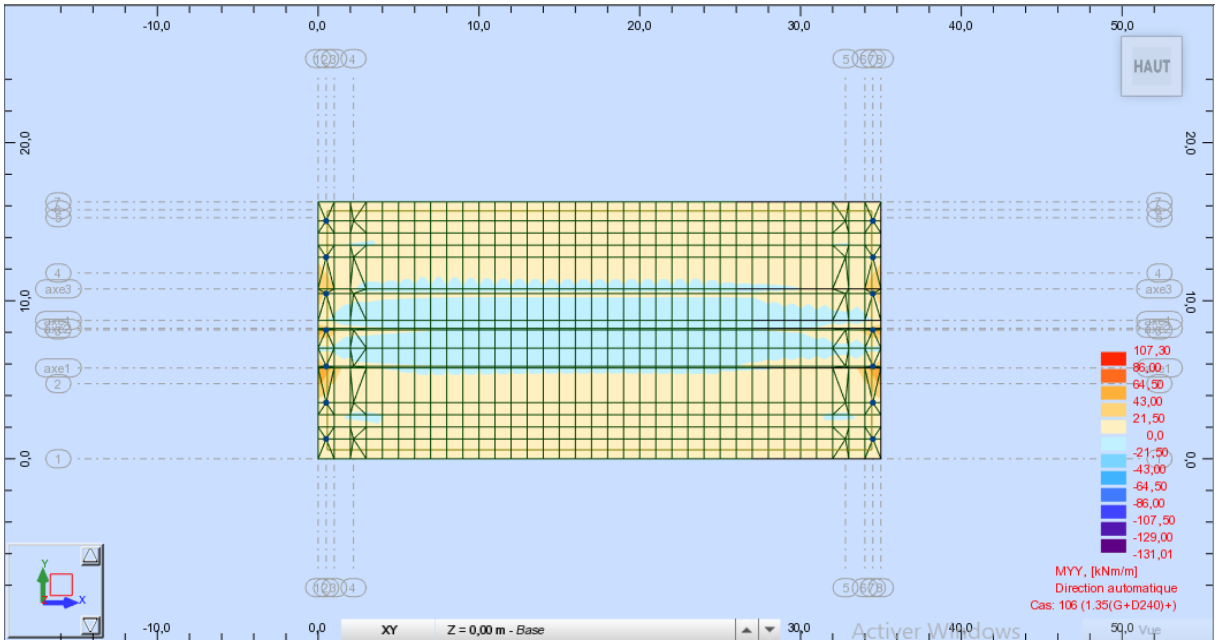


Figure X.1 Moments obtenues pour la flexion longitudinale vis-à-vis ELU

Le moment maximal positif : M_{ELU} = 10,73 t.m.

Le moment maximal négatif : M_{ELU} = -13,1 t.m.

❖ **Flexion transversale**

Autour de l'axe (XX) :

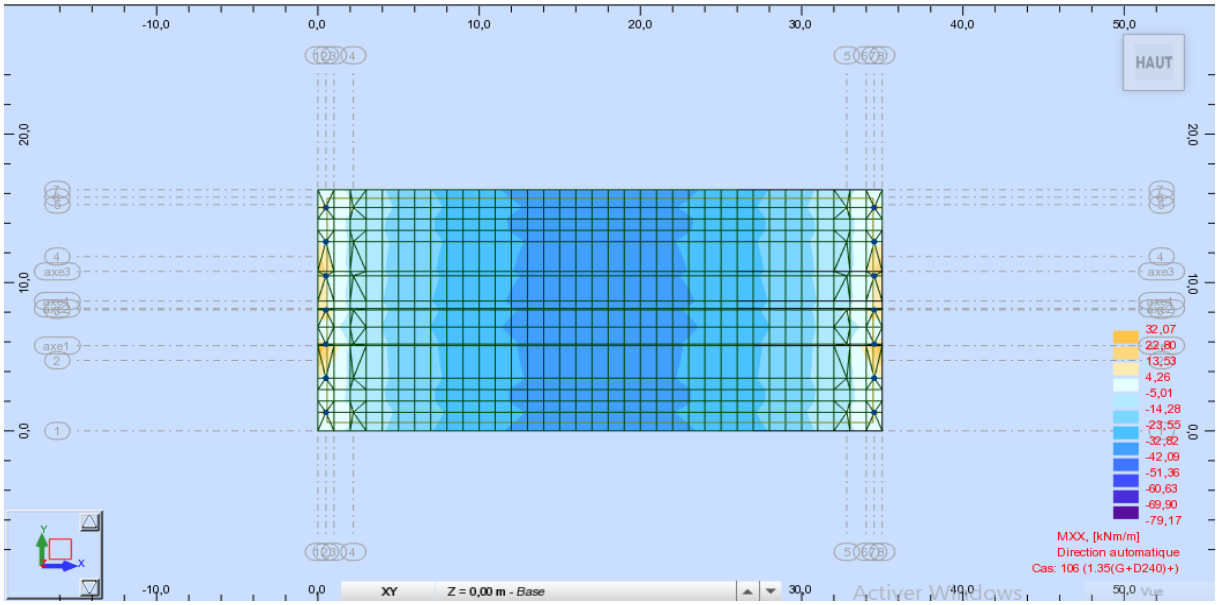


Figure X.2 Moments obtenues pour la flexion transversale vis-à-vis ELU

Le moment maximal positif : M_{ELU} = 3,21 t.m.

Le moment maximal négatif : M_{ELU} = -7,92 t.m.

X.3.2. Ferraillage dans le sens longitudinal

X.3.2.1. *Fibre inferieure*

M_u = 13,1 t.m = 0,131 MN.m.

On étude une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L). [13]

Le Ferraillage se fait en en flexion simple sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU.

C = max (e ; Φ ;1cm).

Tel que :

e = 3 cm.

Φ : diamètre des armatures.

On prend C = 3 cm.

D = 0,9 h = 0,9*25 = 22,5 cm.

B = 100 cm. (pour un mètre linéaire).

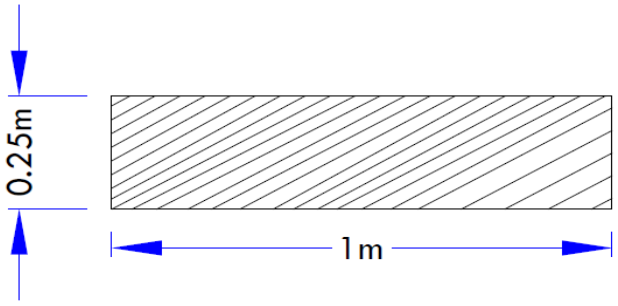


Figure X.3 Dimensions de la bande à ferrailler

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\, f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0{,}85 * 27}{1 * 1{,}5} = 15{,}3 \text{ Mpa.}$$

$$M = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0{,}131}{1 * 0{,}225^2 * 15{,}3} = 0{,}169.$$

On a : $\mu < 0,186$ donc on a dans le domaine 1 : section sans armatures comprimées.

$$A = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8} = \frac{1-\sqrt{1-2*0,169}}{0,8} = 0,233.$$

Z = d(1-0,4α) = 0,225(1-0,4*0,233) = 0,204 m.

$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10*10^{-3}$.

$E_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$ Mpa.

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,131}{0,204 * 347,826} * 10^4 = 18,46 \text{ cm}^2.$$

On choisit **6HA20** pour **A_s = 18,85 cm²** avec un espacement de **S_t = 16 cm**.

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,22}{400} = 2,87 \text{ cm}^2$. **Condition vérifié**

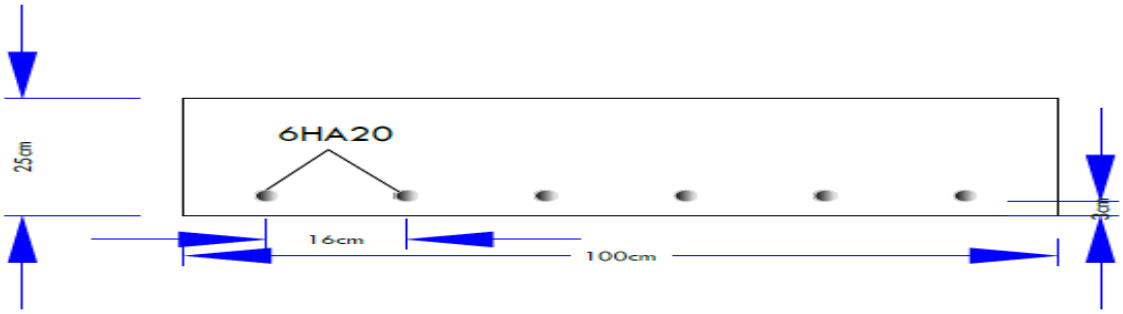


Figure X.4 Ferraillage de la fibre inferieure dans le sens longitudinal

X.3.2.2. *Fibre supérieure*

M_u = 10,73 t.m = 0,107 MN.m.

On étude une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L). [13]

Le Ferraillage se fait en en flexion simple sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU.

C = max (e ; Φ ;1cm).

Tel que :

e = 3 cm.

Φ : diamètre des armatures.

On prend C = 3 cm.

D = 0,9 h = 0,9*25 = 22,5 cm.

B = 100 cm. (pour un mètre linéaire)

$f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85*27}{1*1,5} = 15,3$ Mpa.

$$M = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,107}{1 * 0,225^2 * 15,3} = 0,138.$$

On a : $\mu < 0,186$ donc on a dans le domaine 1 : section sans armatures comprimées.

$$A = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,138}}{0,8} = 0,186.$$

Z = d(1-0,4α) = 0,225(1-0,4*0,186) = 0,208 m.

$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10*10^{-3}$.

$E_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$ Mpa.

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,107}{0,208 * 347,826} * 10^4 = 14,79\ cm^2.$$

On choisit **5HA20** pour A_s = **15,71 cm²** avec un espacement de S_t = **20 cm**.

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,22}{400} = 2,87\ cm^2$. **Condition vérifiée**

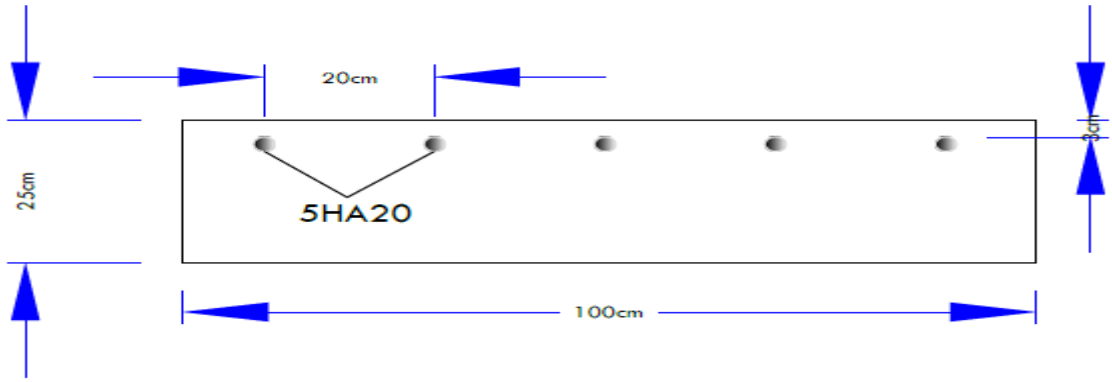


Figure X.5 Ferraillage de la fibre supérieure dans le sens longitudinal

X.3.3. Ferraillage dans le sens transversal

X.3.3.1. *Fibre inferieure*

M_u = 7,92 t.m = 0,0792 MN.m.

On étude une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L).[13]

Le Ferraillage se fait en en flexion simple sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU.

C = max (e ; Φ ;1cm).

Tel que :

e = 3 cm.

Φ : diamètre des armatures.

On prend C = 3 cm.

d = 0,9 h = 0,9*25 = 22,5 cm.

b = 100 cm. (pour un mètre linéaire).

$$f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 * 27}{1 * 1,5} = 15,3 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0792}{1 * 0,225^2 * 15,3} = 0,102.$$

On a : $\mu < 0,186$ donc on a dans le domaine 1 : section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,102}}{0,8} = 0,135.$$

Z = d(1-0,4α) = 0,225(1-0,4*0,135) = 0,213 m.

$\mu < 0,186$ => $\varepsilon_s = 10*10^{-3}$.

$\varepsilon_s > \varepsilon_{es}$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$ MPa.

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,0792}{0,213 * 347,826} * 10^4 = 10,69 \text{ cm}^2.$$

On choisit **6HA16** pour **A_s = 12,06 cm²** avec un espacement de **S_t = 16 cm**.

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,22}{400} = 2,87 \text{ cm}^2$. **Condition vérifiée**

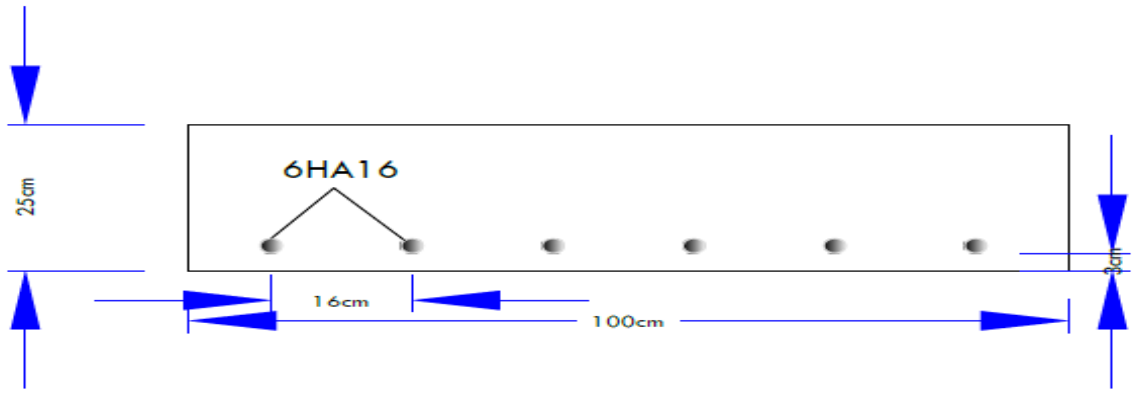


Figure X.6 Ferraillage de la fibre inferieure dans le sens transversal

X.3.3.2. *Fibre supérieure*

M_u = 3,21 t.m = 0,0321 MN.m.

On étude une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L). [13]

Le Ferraillage se fait en en flexion simple sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU.

C = max (e ; Φ ;1cm).

Tel que :

e = 3 cm.

Φ : diamètre des armatures.

On prend C = 3 cm.

d = 0,9 h = 0,9*25 = 22,5 cm.

b = 100 cm. (pour un mètre linéaire)

$f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85*27}{1*1,5} = 15,3$ Mpa.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0321}{1 * 0,225^2 * 15,3} = 0,041.$$

On a : $\mu < 0,186$ donc on a dans le domaine 1 : section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,041}}{0,8} = 0,052.$$

Z = d(1-0,4α) = 0,225(1-0,4*0,052) = 0,22 m.

$\mu < 0,186$ => $\varepsilon_s = 10*10^{-3}$.

$\varepsilon_s > \varepsilon_{es}$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$ MPa.

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,0321}{0,22 * 347,826} * 10^4 = 4,19 \text{ cm}^2.$$

On choisit **5HA12** pour **A_s = 5,65 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

Condition de non fragilité

$A_{min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,22}{400} = 2,87$ cm². **Condition vérifiée**

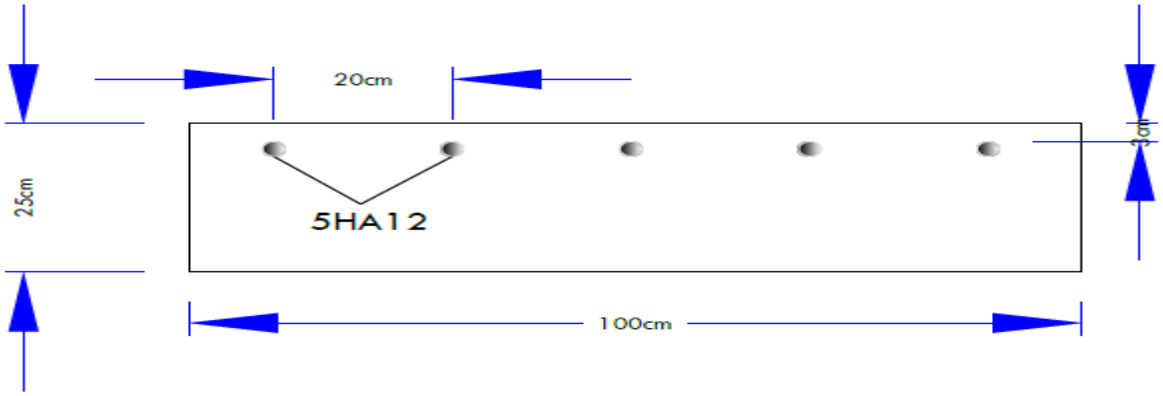


Figure X.7Ferraillage de la fibre supérieure dans le sens transversal

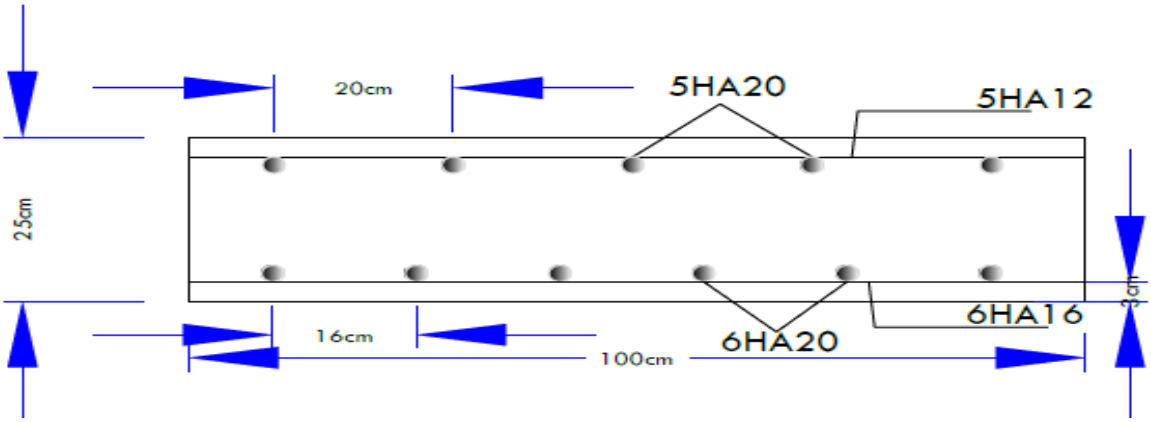


Figure X.8 Ferraillage de l'hourdis

X.4. VERIFICATIONS

X.4.1. Vérification de non poinçonnement

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures transversales, on doit vérifier la condition suivante [3] :

$$Q_u \leq 0{,}045 * U_c * h * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU égale à 1,6 P.

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.

h : épaisseur de la dalle égale 25cm.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à 2(a+b).

$$a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$\xi = 0{,}75$.

$h_0 = 0{,}25$ m.

h_1 = 0,08 m.(épaisseur de revêtement)

a_0 et b_0 : dimensions de la roue.

Tableau X.1 Vérification du non poinçonnement de la dalle à l'ELU

Surcharge	a_0	b_0	a	b	P (MN)	Q_u (MN)	$0,045 * U_c * h * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$	Condition
B_c	0,25	0,25	0,62	0,62	0,06	0,096	0,502	**Vérifier**
	0,2	0,2	0,57	0,57	0,03	0,048	0,462	**Vérifier**
B_t	0,25	0,6	0,62	0,97	0,08	0,128	0,644	**Vérifier**
B_r	0,3	0,6	0,67	0,97	0,1	0,16	0,664	**Vérifier**

X.4.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{bd}$$

$V_{u\,max}$ = 0,377 MN.

$$\tau_u = \frac{0,377}{1 * 0,225} = 1,67 \text{ MPa.}$$

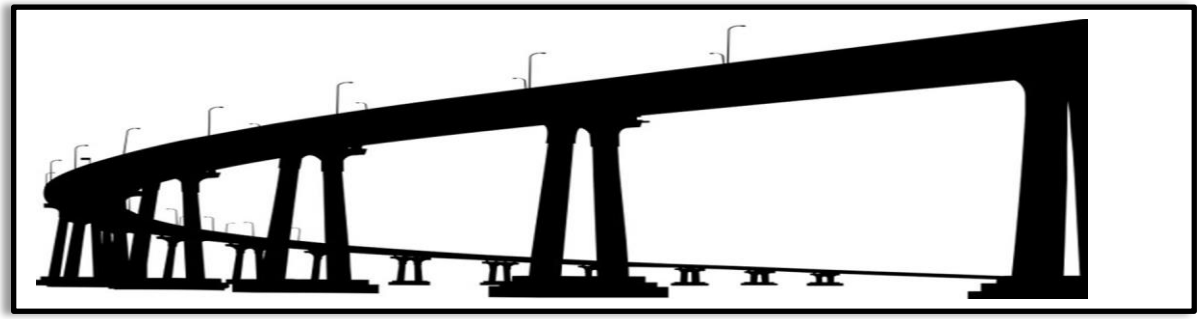
$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,7; 4) = 2,7 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u = 1,67 < \overline{\tau_u} = 2,7$ MPa. **Vérifier**

Toutes les conditions sont vérifiées, dans ce cas le ferraillage transversal de la dalle n'est pas nécessaire car la dalle étant coulée sur place sans reprise de bétonnage.

X.5.CONCLUSION

On a effectué dans ce chapitre les sollicitations maximales ainsi que le ferraillage de l'hourdis avec toutes les vérifications nécessaires pour avoir un bon fonctionnement du pont.



CHAPITRE XI

CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

XI. CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

XI.1. INTRODUCTION

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre un tablier de pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. Ils jouent un rôle déterminant dans la sécurité et interviennent dans la conception d'un ouvrage (élargissement due à l'existence des dispositifs de retenue), dans son dimensionnement (prise en compte du poids propre des éléments de la superstructure), dans sa fonction et dans sa durée de vie (fonctionnement correct et protection de la structure).

XI.2. LES APPAREILS D'APPUIS

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

En zone sismique il est préférable de prévoir les appareils d'appuis de type élastomère fretté qui représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en Algérie.

XI.2.1. Appareil d'appui en élastomère fretté

L'appareil d'appui en élastomère fretté est adopté permettant de supporter le déplacement des poutres en temps normal, et le déplacement horizontal lors de l'application des efforts horizontaux sous le séisme, grâce à la flexibilité du matériau élastomère. Les appareils peuvent réduire les efforts sismiques en augmentant la vibration à la fréquence propre du tablier, mais aussi résister aux charges sismiques au niveau de toutes les piles. Et les dispositifs contre la chute ne sont pas mis en œuvre car il est considéré que la capacité de l'appareil en élastomère supporte suffisamment les efforts horizontaux sous le séisme.

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère de 8, 10 à 12 millimètres (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (Ils ne sont ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles). [14]

XI.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

XI.2.2.1. *Aire de l'appareil d'appui*

Il est dimensionné de sorte que sa section vérifie la condition de non-cheminement et de résister aussi à l'écrasement sous la contrainte normale due à la réaction maximale à L'ELS.

Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

$$2\ \text{MPa} \leq \sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a * b} \leq 15\ \text{Mpa}$$

Avec :

R_{max} : réaction d'appui maximal à l'ELS = 1,4151 MN.

2 Mpa : condition de non cheminement.

15 Mpa : condition de non écrasement.

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$$943{,}4\ \text{cm}^2 \leq a * b \leq 7075\ \text{cm}^2$$

XI.2.2.2. *La hauteur nette de l'élastomère*

On a la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui est sous la forme suivante :

$$T \geq \frac{U}{0,5}$$

U : Déplacement lent due au retrait, fluage et température, (U=22,05 mm).

$$T \geq \frac{22,05}{0,5} = 44,1 \text{ mm}$$

Soit : { T = 60 mm.
5 feuillets de 12 mm.

XI.2.2.3. *Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui*

On doit respecter la Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$5T \leq a \leq 10T$ => $300 \text{ mm} \leq a \leq 600 \text{ mm}$.

On choisit : { a = 300 mm.
=> 30*50 = 1500 cm². **Condition vérifiée**
b = 500 mm.

XI.2.2.4. *Dimension des frettes*

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \dfrac{a * \sigma_m}{\beta * \sigma_e} \\ t_s \geq 0,2 \text{ mm} \end{cases}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (S235)=235 Mpa.

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 7,81.$$

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} = 2,24 \text{ MPa}.$$

{ $t_s \geq 0,37$ mm.
=> Donc on prend $t_s = 4$ mm.
$t_s \geq 2$ mm.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont comme suit :

- L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis égale à 5*12+2*20 = 100 mm.
- L'épaisseur total de l'élastomère égale à : 4*12+3*4 = 60 mm.
- Deux plaques de fixation en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement avec les poutres. Ils sont d'épaisseur de 20 mm.

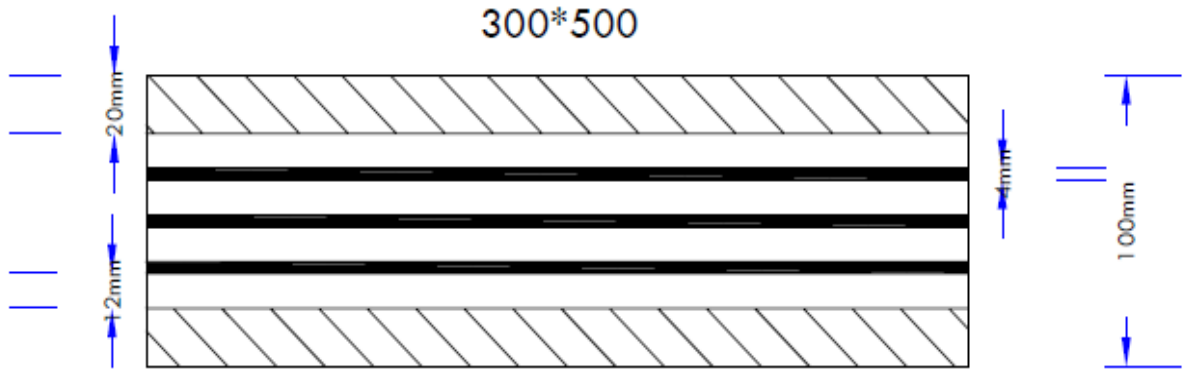


Figure XI.1 Dimensions de l'appareil d'appui

XI.2.3. Efforts horizontaux

XI.2.3.1. *Efforts dû au freinage*

Les charges de chaussées, des systèmes A (l) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

❖ **Système A(l)**

L'effort de freinage correspond à la charge A (l) est égale à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{0{,}896 * 357}{20 + 0{,}0035 * 357} = 15{,}053 \text{ t.}$$

Donc la force qui revient à chaque appareil d'appuis égale à :

$$H_A = \frac{15{,}053}{2 * 7} = 1{,}075 \text{ t.}$$

❖ **Système B_c**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions un seul est supposé freiner F = 30 t. [7]

$$H_{Bc} = \frac{30}{2 * 7} = 2{,}143 \text{ t.}$$

XI.2.3.2. *Efforts dû au séisme*

$K_h = A = 0{,}2$ (accélération sismique horizontale). [15]

$K_v = 0{,}3\ K_h = 0{,}06$ (accélération sismique verticale). [15]

L'intensité du séisme est :

$F_{hs} = K_h * G = 0{,}2 * 1010{,}345 = 202{,}069$ t.

$F_{vs} = K_v * G = 0{,}06 * 1010{,}345 = 60{,}621$ t.

Tel que :

F_{hs} : effort horizontal dû au séisme.

F_{vs} : effort vertical dû au séisme.

G : poids propre du tablier.

Donc :

$F_{hs/appui} = 202{,}069/2 * 7 = 14{,}43$ t.

$F_{vs/appui} = 60{,}621/2 * 7 = 4{,}33$ t.

XI.2.3.3. *Efforts dû aux déformations (déplacements)*

On a : Δ_{max} = 0,94 cm = 0,0094 m.

$\varepsilon = \frac{f_\varepsilon * T}{G*a*b} = \Delta_{max}$ => $f_\varepsilon = \frac{\Delta_{max}*G*a*b}{T}$

Tel que :

G : module d'élasticité transversal = 0.9 Mpa.

T : hauteur nette de l'élastomère = 0,06 m.

On aura :

f_ε = 0,0094*0,9*0,3*0,5/0,06 = 0,0211 MN = 2,11 t.

XI.2.3.4. *Efforts dû au vent :*

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de (P = 250 Kg/cm²). L'effort du vent égale à :

H_v = S*P.

Tel que :

S : la section latérale sur la quelle agit le vent.

S = h_t*L = 2,08*35 = 72,8 m².

D'où : H_v = 72,8*0,25 = 18,2 t.

$H_{v/appui}$ = 18,2/2*7 = 1,3 t.

XI.2.4. Vérification des contraintes

XI.2.4.1. *Limitation des contraintes de cisaillement*

❖ **Sollicitation sous charge verticale**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a * b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_N = \frac{1{,}5 * \sigma_m}{\beta} \leq 3G.$$

Avec :

σ_m : contrainte de compression sous N_{max}.

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

N_{max} = 1,4151 MN.

$\sigma_m = \frac{1{,}4151}{(300*500)*10^{-6}} = 9{,}434 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$. **Vérifier**

$\tau_N = \frac{1{,}5*9{,}434}{7{,}81} = 1{,}81 \text{ MPa} < 3 * 0{,}9 = 2{,}7 \text{ MPa}$. **Vérifier**

❖ **Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal**

✦ **Sous déplacement lent**

$$\tau_{H1} = \frac{GU_1}{T} \leq 0{,}5 \text{ G.}$$

Tel que :

G : module d'élasticité transversale.

T : hauteur nette de l'élastomère égale à 0,06 m.

$\tau_{H1} = \frac{0{,}9*0{,}02205}{0{,}06} = 0{,}33 \text{ MPa} < 0{,}5 * 0{,}9 = 0{,}45 \text{ MPa}$. **Vérifier**

✦ **Sous un effort dynamique (freinage)**

$$\tau_{H2} = \frac{H_{Bc}}{a * b} \leq 0{,}5 \text{ G.}$$

$\tau_{H2} = \frac{0{,}02143}{(300*500)*10^{-6}} = 0{,}14 \text{ MPa} < 0{,}45 \text{ Mpa}$. **Vérifier**

✦ **Sous un effort de déformation lente + rapide**

$\tau_H \leq 0{,}7\ G.$

$\tau_H = \tau_{H1} + 0{,}5\tau_{H2} = 0{,}33 + 0{,}5 * 0{,}14 = 0{,}4\ \text{MPa} < 0{,}7 * 0{,}9 = 0{,}63\ \text{MPa}.$ **Vérifier**

✦ **Sollicitation due à une rotation**

$$\tau_a = \frac{Ga^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2 n}$$

Avec :

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose égale à $1*10^{-2}$ rad pour les bétons préfabriqués.

α_T : rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide) égale à $-9{,}472*10^{-3}$ rad.

n : nombre de feuillet élastomère.

$$\tau_a = \frac{0{,}9(0{,}3)^2(-9{,}472 * 10^{-3} + 10^{-2})}{2 * (0{,}012)^2 * 5} = 0{,}0297\ \text{MPa}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a = 1{,}81 + 0{,}4 + 0{,}0297 = 2{,}24\ \text{MPa} < 5G = 5 * 0{,}9 = 4{,}5\ \text{MPa}.$ **Vérifier**

XI.2.4.2. *Condition de non cheminement et non glissement*

$$\begin{cases} \sigma_{m\,min} = \dfrac{N_{min}}{a * b} \geq 2\ \text{MPa}. \\ H \leq f * N_{min}. \end{cases}$$

Tel que :

$\sigma_{m\,min}$: contrainte de compression moyenne minimale due au poids propre de la poutre.

N_{min} : réaction due au poids propre de la poutre égale à 0,336 MN.

H : force horizontale correspondante à N_{min}.

f : coefficient de frottement égale à $0{,}1+0{,}6/\sigma_{m\,min}$.

$\sigma_{m\,min} = \frac{0{,}336}{(300*500)*10^{-6}} = 2{,}24\ \text{MPa} > 2\ \text{MPa}.$ **Vérifier**

$$f = 0{,}1 + \frac{0{,}6}{2{,}24} = 0{,}37.$$

$f * N_{min} = 0{,}37 * 0{,}336 = 0{,}124\ \text{MN}.$

❖ **H due à la déformation lente**

$H = \frac{G*a*b*U_1}{T} = \frac{0{,}9*300*500*10^{-6}*0{,}02205}{0{,}06} = 0{,}05\ \text{MN} < 0{,}124\ \text{MN}.$ **Vérifier**

XI.2.4.3. *Condition de non-soulèvement*

Cette condition consiste à vérifier que les contraintes de cisaillement crées par la rotation n'atteignent pas la contrainte normale.

$$\alpha_t \leq \frac{3 * t_i^2 * \sigma_{m\,min}}{\beta * a^2 * G}$$

$\alpha_t = \alpha_T + \alpha_0 = -9{,}472*10^{-3}+10^{-2} = 5{,}28*10^{-4}$ rad.

Donc :

$\alpha_t = 5{,}28 * 10^{-4}\text{rad} < \frac{3*0{,}012^2*2{,}24}{7{,}81*(300*10^{-3})^2*0{,}9} = 1{,}53 * 10^{-3}$ rad. **Vérifier**

XI.3. LES DE D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, Ils permettent de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

XI.3.1. Dimensionnement du dé d'appuis

XI.3.1.1. *Dimension en plan*

D'après le document SETRA les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

A = a + 100 + 50 = 300 + 100 + 50 = 450 mm.

B = b + 100 + 50 = 500 + 100 + 50 = 650 mm.

XI.3.1.2. *Hauteur du dé d'appuis*

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 * a * b}{2 * (a + b)}$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 187{,}5 \text{ mm}$$

On choisit : H = 250 mm.

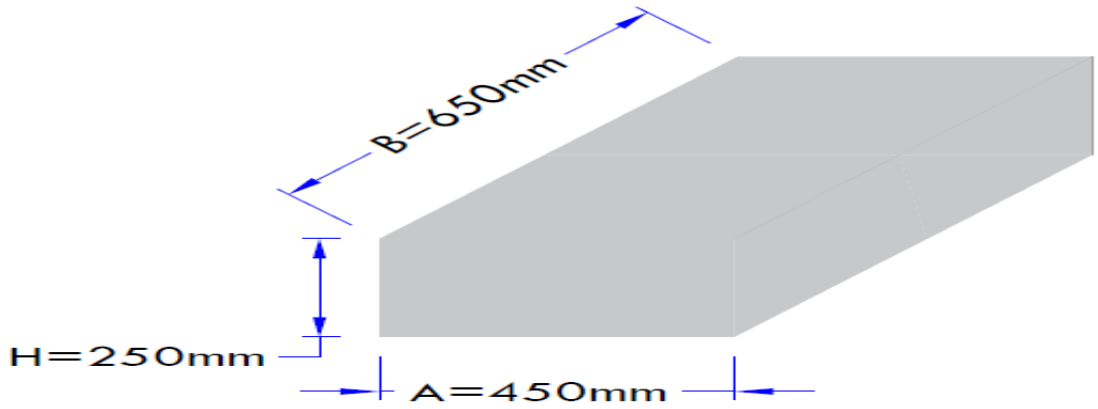


Figure XI.2 Dimensions du dé d'appui

XI.3.2. Ferraillage du dé d'appui

Dans le ferraillage des dés d'appuis on trouve trois types d'armatures :

XI.3.2.1. *Armatures de chaînage*

La section calculée doit reprendre un effort R = 25% R_{max} :

$$A_c = \frac{0{,}25\ R_{max}}{\sigma_s}$$

R_{max} : la réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui.

R_{max} = max (R_{ELU} ; R_{ELS}) = max (1,9104 ; 1,4151) = 1,9104 MN.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}826 \text{ MPa.}$$

$$A_c = \frac{0{,}25 * 1{,}9104}{347{,}826} * 10^4 = 13{,}73 \text{ cm}^2.$$

Soit **7HA16** avec **A_c = 14,07 cm².**

XI.3.2.2. *Armatures de profondeur*

Les armatures de profondeur ont le rôle de limiter la propagation d'éventuelles fissures.

La section calculée doit reprendre un effort de 0,125 R_{max} :

$$A_P = \frac{0{,}125\ R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_P = \frac{0{,}125 * 1{,}9104}{347{,}826} * 10^4 = 6{,}86 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA16 avec A_p = 8,04 cm²**.

XI.3.2.3. *Armatures de diffusion*

Ce ferraillage est placé sur deux nappes :

- **Ferraillage de surface (frettes supérieures)**

  Ces armatures sont calculées pour prendre 4% de la réaction maximale :

$$A_S = \frac{0{,}04\ R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_S = \frac{0{,}04 * 1{,}9104}{347{,}826} * 10^4 = 2{,}197 \text{ cm}^2.$$

Soit **3HA10 avec A_s = 2,36 cm²**.

- **Ferraillage d'éclatement (frettes inférieures)**

  Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de la réaction maximale :

$$A_S = \frac{0{,}1\ R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_S = \frac{0{,}1 * 1{,}9104}{347{,}826} * 10^4 = 5{,}49 \text{ cm}^2.$$

Soit **5HA12 avec A_s = 5,65 cm²**.

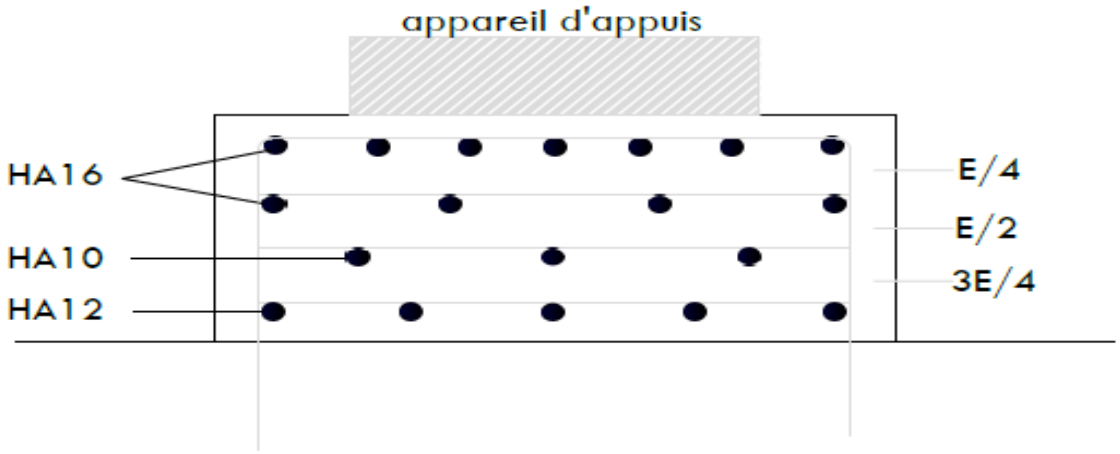


Figure XI.3 Ferraillage du dé d'appui

XI.4. PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

La hauteur est de 60 cm.

La section en plan est (45×165) cm².

XI.5. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est un dispositif exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est nécessaire de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix est basé sur la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

XI.5.1. Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement du au freinage ($\Delta t + \varepsilon_f < W$).
- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme ($\Delta t + \varepsilon_s < 1{,}3\ W$).

Avec :

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints type « FREYSSINET ».

XI.5.1.1. *Déplacement dû aux variations linéaires*

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$\Delta t = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T = 2{,}205$ cm.

XI.5.1.2. *Déplacement dû au freinage*

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$\varepsilon_f = \frac{TH}{GS}$$

Tel que :

G : module de déformation transversale.

G = 0,8 Mpa pour des variations lentes.

G = 1,6 Mpa pour des variations instantanées.

Donc : $\varepsilon_f = \frac{TH}{GS} = \frac{0{,}06*0{,}02143}{1{,}6*(300*500)*10^{-6}} = 5{,}36 * 10^{-3}$ m $= 0{,}536$ cm.

XI.5.1.3. *Déplacement dû au séisme*

$$\varepsilon_s = \frac{TH_s}{GS}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}06 * 0{,}1443}{1{,}6 * 0{,}3 * 0{,}5} = 0{,}036 \text{ m} = 3{,}6 \text{ cm}.$$

XI.5.1.4. *Combinaison*

$\Delta t + \varepsilon_f = 2{,}205 + 0{,}536 = 2{,}741$ cm.

$\Delta t + \varepsilon_s = 2{,}205 + 3{,}6 = 5{,}805$ cm.

D'après les combinaisons qu'on a eues et d'après les tableaux de la gamme des joints CIPEC, on choisit le joint de souffle moyen **(Wd60)**. [16]

Ces joints sont de la famille des joints à dents en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures. [16]

Les dimensions de ce type de joint sont présentées sur les figures ci-dessous.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5

Figure XI.4 Dimension des éléments du joint de chaussé Wd60

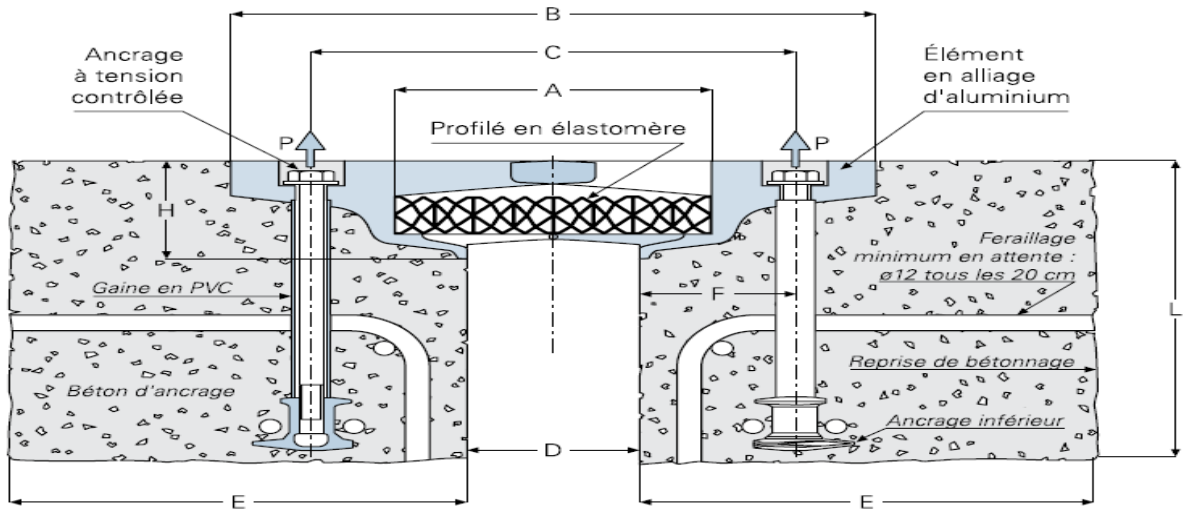
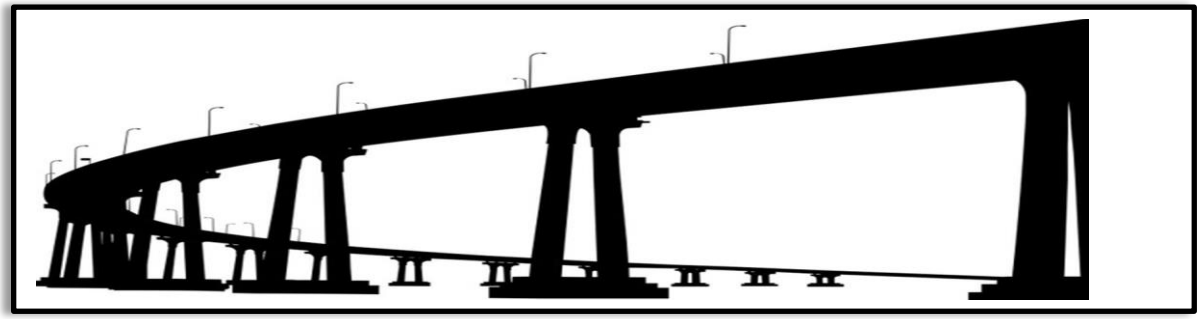


Figure XI.5 Coupe transversal du joint

XI.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, j'ai pu calculer les équipements nécessaires pour un ouvrage d'art avec toutes les vérifications qui assure leurs fonctionnements corrects et prolonger leurs durées de vie.



CHAPITRE XII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XII.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art parce que l'infrastructure représente la base de tout projet et il faut que soit le plus stable possible.

Donc je vais étudier dans ce chapitre les appuis et les fondations de mon pont.

XII.2. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe deux types de culées :

- Culée enterrée.
- Culée à mur de front (Remblaie).

Pour notre cas on opte pour une culée remblaie, qui comporte les éléments constructifs suivants :

- Mur frontal : sur lequel s'appuie le tablier. Il sert à supporter les charges du remblai ainsi que la transmission des efforts à la semelle ; Ce mur est encastré sur le côté latéral et à la base sur la semelle.
- Deux murs en retour : leur rôle est d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève : protège l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition est une dalle en béton armé qui sert pour le passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

XII.3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

XII.3.1. Mur garde grève

Hauteur : 2,35 m.

Epaisseur : e = max (0,3m ; h/8) = 0,3 m.

Longueur : 16,25m.

XII.3.2. Mur frontal

Hauteur : 3,8 m.

Epaisseur : 1,4 m.

Longueur : 16,25m.

XII.3.3. Murs en retour

Hauteur : 6,15 m.

Épaisseur : $0,3 \leq e \leq 0,6$ on prend e = 0,5 m.

La longueur à la base est 2,9 m et 6,3 m pour la partie supérieure.

XII.3.4. Dalle de transition

Une pente de 10 %.

Le largueur est dimensionné par la formule suivante :

$$L = \text{Min}\,[6m, \text{Max}\,(4m, 0,6H)].$$

Avec : H étant la hauteur de remblai = 6,15 m, on prend l = 5 m.

Épaisseur e = 30 cm.

Béton de propreté : 10 cm.
Longueur : 15,25 m.

XII.3.5. Corbeau

Hauteur : $h_1 = 3,68$ m.
Hauteur : $h_2 = 2,58$ m.
Epaisseur : e = 0,6 m.
Longueur : 15,25 m.

XII.3.6. Semelle

Epaisseur : 1,5 m.
Largeur : 6 m.
Longueur : 19,25 m.
Béton de propreté : 10 cm.
Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre Ø = 1,2 m (fondation profonde).

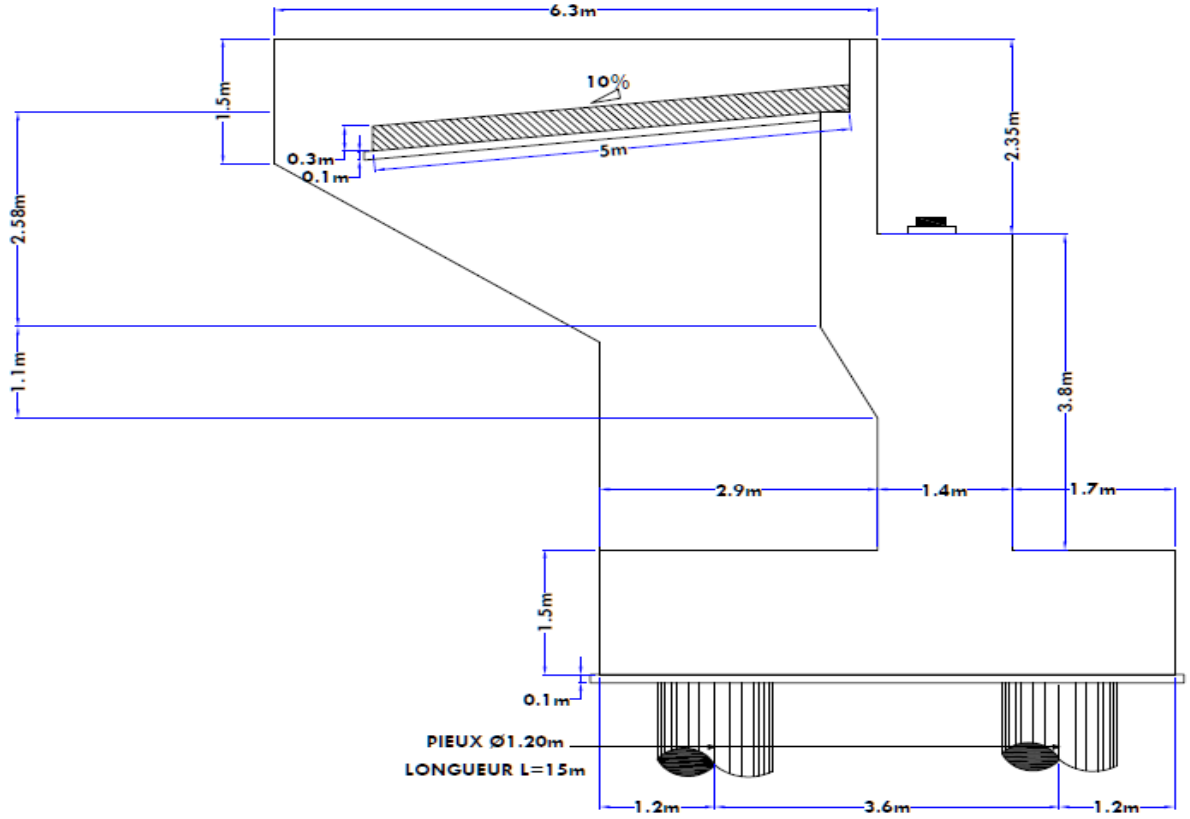


Figure XII.1 Dimensions de la culée

XII.4. EVALUATION DES EFFORTS DE LA CULEE

Les sollicitations appliquées sur la culée sont dues au :

- Poids propre de la culée et poids des terres donné par la formule suivante [29] :

$$P = \gamma * V$$

Avec :

γ : poids volumique
- Pour le béton $\gamma_b = 2,5$ t/m^3.
- Pour le remblai $\gamma_r = 1,8$ t/m^3.

✦ Poussée due aux terres [29] :

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée ci-dessous :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} * K_{ad} * \gamma * H^2 * L$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA.

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

Avec :

$\varphi = 30°$: l'angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0°$: angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

K_h, K_v : représentent les coefficients sismiques horizontal et vertical (K_h = 0,2 et K_v = 0,06).

$\theta = \tan^{-1}(\frac{K_h}{1 \pm K_v})$ Donc $\begin{cases} \theta^+ = 10{,}68° \\ \theta^- = 12{,}01° \end{cases}$

✦ Poids des surcharges :

Le poids des surcharges de compactage appliqué sur la hauteur du remblai égale à q=1 t /m².

✦ Poussée due aux surcharges :

La poussée dynamique globale due à la surcharge est calculée par la formule suivante [29] :

$$F_{ad} = 1{,}2 * H * L * K_{ad}$$

Les calculs sont faits pour les quatre cas de séismes présentés avec les valeurs des paramètres K, θ, K_{ad} dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.1 Valeurs des paramètres de poussé des terres

Action du séisme	Notation	K_h	K_v	θ°	K_{ad}
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	0	0,3333
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,2	0,06	10,6849	0,4637
Horizontal	Cas N°3	0,2	0	11,3099	0,4733
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,2	-0,06	12,0115	0,4843

NB : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport un point situé au bas de la semelle du côté gauche.

Toutes les charges appliquant sur la culée pour les quatre cas sont traitées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.2 L'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon_h * P$	Efforts verticaux $F_v=(1\pm\varepsilon_v)*P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Mur garde grève	Cas n°1	28,64	0	28,64	2,75	6,47	0	78,76
	Cas n°2		5,73	30,36			37,07	83,49
	Cas n°3		5,73	28,64			37,07	78,76
	Cas n°4		5,73	26,92			37,07	74,03
Corbeau	Cas n°1	54,76	0	54,76	2,6	5,24	0	142,38
	Cas n°2		10,95	58,04			57,38	150,9
	Cas n°3		10,95	54,76			57,38	142,38
	Cas n°4		10,95	51,47			57,38	133,82
Mur frontal	Cas n°1	219,21	0	219,21	3,61	3,4	0	791,35
	Cas n°2		43,84	232,36			149,06	838,82
	Cas n°3		43,84	219,21			149,06	791,35
	Cas n°4		43,84	206,06			149,06	743,88
Mur en retour	Cas n°1	30,56	0	30,56	0,88	4,93	0	26,89
	Cas n°2		6,11	32,39			30,12	28,50
	Cas n°3		6,11	30,56			30,12	26,89
	Cas n°4		6,11	28,73			30,12	25,28
Semelle	Cas n°1	433,12	0	433,12	3	0,75	0	1299,36
	Cas n°2		86,62	459,11			64,96	1377,33
	Cas n°3		86,62	433,12			64,96	1299,36
	Cas n°4		86,62	407,13			64,96	1221,39
Dalle de transition	Cas n°1	56,84	0	56,84	0,11	6,7	0	6,25
	Cas n°2		11,37	60,25			76,18	6,63
	Cas n°3		11,37	56,84			76,18	6,25
	Cas n°4		11,37	53,43			76,18	5,88
Poids des terres sur la dalle de transition	Cas n°1	108,98	0	108,98	0,11	7,25	0	11,99
	Cas n°2		21,78	115,52			157,91	12,71
	Cas n°3		21,78	108 ,98			157,91	11,99
	Cas n°4		21,78	102,44			157,91	11,27
Sur la semelle	Cas n°1	705,13	0	705,13	1,01	3,87	0	712,18
	Cas n°2		141,03	747,44			545,67	754,91
	Cas n°3		141,03	705,13			545,67	712,18
	Cas n°4		141,03	662,82			545,67	669,45
Poussée des terres sur MGG+MF	Cas n°1	184,37	184,37	/	/	2,55	470,14	/
	Cas n°2	256,50	256,50				654,08	
	Cas n°3	261,81	261,81				667,62	
	Cas n°4	267,89	267,89				683,12	
Poussée des terres sur la semelle	Cas n°1	12,99	12,99	/	/	0,5	6,50	/
	Cas n°2	18,08	18,08				9,04	
	Cas n°3	18,45	18,45				9,23	
	Cas n°4	18,88	18,88				9,44	
Poussée des surcharges	Cas n°1	39,97	39,97	/	/	3,82	152,69	/
	Cas n°2	55,61	55,61				212,43	
	Cas n°3	56,76	56,76				216,82	

sur MGG+MF	**Cas n°4**	58,08	58,08				221,87	
Poussée des surcharges sur la semelle	**Cas n°1**	11,55	11,55	/	/	0,75	8,66	/
	Cas n°2	16,07	16,07				12,05	
	Cas n°3	16,40	16,40				12,30	
	Cas n°4	16,78	16,78				12,59	
Poids des surcharges	**Cas n°1**	96,075	0	96,075	0,4	4,58	0	38,43
	Cas n°2		19,22	101,84			88,03	40,74
	Cas n°3		19,22	96,075			88,03	38,43
	Cas n°4		19,22	90,31			88,03	36,12
Réaction du tablier (G)	**Cas n°1**	505,173	0	505,173	3,6	/	/	1818,62
	Cas n°2		101,03	535,48				1927,73
	Cas n°3		101,03	505,173				1818,62
	Cas n°4		101,03	474,86				1709,50
Effort de freinage	**Cas n°1**	18	18	/		7,65	137,7	/

Donc la somme totale des moments stabilisants et renversants :

Tableau XII.3 Tableau récapitulatif des moments sur la culée

Désignation	Cas°	F_h	F_v	M_R	M_S
La somme	**Cas n°1**	266,88	2238,488	2001,3	4926,21
	Cas n°2	793,94	2372,79	2093,98	5221,76
	Cas n°3	801,1	2129,508	2112,35	4926,21
	Cas n°4	809,31	2104,17	2133,4	4630,62

XII.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

XII.5.1. Tiers central

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets de moments il faut vérifier la formule suivante : Pour le cas normal : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$

Pour le cas sismique : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Tableau XII.4 Vérification de tiers centrale

Cas°	M_R	M_S	$M_S - M_R$	F_v	e	B/n	Condition
Cas n°1	2001,3	4926,21	2014,64	2238,488	0,9	1 m	**Vérifier**
Cas n°2	2093,98	5221,76	3127,78	2372,79	1,32	1,5 m	**Vérifier**
Cas n°3	2112,35	4926,21	2813,86	2129,508	1,32	1,5 m	**Vérifier**
Cas n°4	2133,4	4630,62	2497,22	2104,17	1,19	1,5 m	**Vérifier**

XII.5.2. Le renversement

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets de moments il faut vérifier la formule suivante :

Pour le cas normal : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Pour le cas sismique : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1$

Tableau XII.5 Vérification de renversement

Cas°	M_R	M_S	M_S/ M_R	Limite	Condition
Cas n°1	2001,3	4926,21	2,46	1,5	**Vérifier**
Cas n°2	2093,98	5221,76	2,49	1	**Vérifier**
Cas n°3	2112,35	4926,21	2,33	1	**Vérifier**
Cas n°4	2133,4	4630,62	2,17	1	**Vérifier**

XII.5.3. Le glissement

Pour que la culée ne glisse pas sous les effets d'efforts normaux il faut vérifier la formule suivante :

Pour le cas normal : $\frac{F_v}{F_h}\tan\varphi \geq 1{,}5$

Pour le cas sismique : $\frac{F_v}{F_h}\tan\varphi \geq 1$

Tableau XII.6 Vérification de glissement

Cas°	F_h	F_v	$\frac{F_v}{F_h}\tan\varphi$	Limite	Condition
Cas n°1	266,88	2238,488	4,86	1,5	**Vérifier**
Cas n°2	793,94	2372,79	1,73	1	**Vérifier**
Cas n°3	801,1	2129,508	1,54	1	**Vérifier**
Cas n°4	809,31	2104,17	1,51	1	**Vérifier**

Dans les quatre cas, on remarque bien que toutes les conditions sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XII.6. FERRAILLAGE DE LA CULEE

XII.6.1. Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres [30] :

- Poussée de terres.
- Poussée la surcharge de remblai.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le mur frontal, et étudier pour un mètre linéaire.

XII.6.1.1. *Poussé de terres*

Le moment d'encastrement est : $M_P = PH/3$.

$$P = \frac{1}{2} * K_{ad} * \gamma_r * H^2 * L$$

$K_{ad} = 0{,}3333$.

$\gamma_r = 1{,}8$ t/m^3.

H =2,35 m. L = 1m.

P = 1,65 t ⇒ $M_P = 1{,}65*2{,}35/3 = 1{,}29$ t.m/ml

$M_{P\,ser}$ = 1,29 t.m/ml.

$M_{P\,u}$ = 1,35*1,29 = 1,74 t.m/ml.

XII.6.1.2. *Force de freinage B_c*

Compte tenu de l'écartement des roues d'un essieu (2 m), on ne considère que l'effet d'une seule roue et l'on admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir des bords du rectangle d'impact, d'où $L_f = 0,25 + 2h$.

$$M_f = \frac{2\mu Ph}{0,25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération égale à 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

$$M_{f\,ser} = \frac{2 * 1,2 * 6 * 2,35}{0,25 + 2 * 2,35} = 6,84\ t.m/ml.$$

$$M_{f\,u} = \frac{2 * 1,6 * 6 * 2,35}{0,25 + 2 * 2,35} = 9,12\ t.m/ml.$$

XII.6.1.3. *Poussée d'une charge locale située en arrière du mur*

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6 t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de (0,25 m*0 ,75 m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

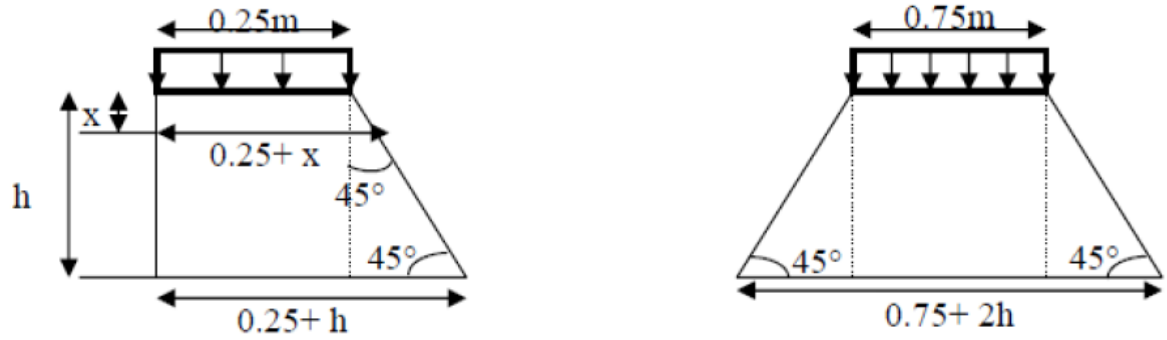


Figure XII.2 Poussée de la charge locale située en arrière du mur

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

F = 12 / (0,75*0,25) = 64 t/m².

Le moment fléchissant à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)}dx$$

Avec :

K = K_{ad}*b_c*δ*μ.

δ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

b_c = 0,95 pour trois voies chargées.

K_{ad} = 0,3333.

μ : coefficient de pondération égale à 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

K = 0,3333*0,95*1*1,2 = 0,38 (ELS).
K = 0,3333*0,95*1*1,6 = 0,51 (ELU).
Les valeurs de M/K sont données par [30] :

Tableau XII.7 Valeurs de M/K

H	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{k}}$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,5	9,49

Après une interpolation pour la valeur de H = 2,35 m ; on obtient : M_P/K = 8,18 t.m/ml.
Donc : $M_{P\,ser}$ = 0,38*8,18 = 3,11 t.m/ml.
$M_{P\,u}$ = 0,51*8,18 = 4,17 t.m/ml.

XII.6.1.4. *Combinaison d'action*

$M_{ser} = M_G + 1{,}2M_Q$ = 1,29 + 1,2(6,84+3,11) = 13,23 t.m/ml.
$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}6M_Q$ = (1,35*1,74) + 1,6(9,12+4,17) = 23,61 t.m/ml.

XII.6.1.5. *Le ferraillage*

❖ **Le ferraillage vertical**

Supposant une section rectangulaire b= 2,35 m et h = 0,3 m ; le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'ELS :
f_{c28} = 27 Mpa ; b_0 = 1 m ; d = 0,27 m.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207{,}31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 16{,}2 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} * d = 0{,}146 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0{,}22 \text{ m.}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma_{bc}} * Z * X = \frac{1}{2} * 2{,}35 * 16{,}2 * 0{,}22 * 0{,}146 = 0{,}61 \text{ MN.m.}$$

Alors comme on a M_{ser} = 0,1323 MN.m ≤ $\overline{M_1} = 0{,}61$ MN.m. Donc Section Sans Armature Comprimé (S.S.A.C).

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0{,}17 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} * \overline{\sigma_{st}}} = 37{,}54\ cm^2.$$

On choisit **8HA25** (**A_s = 39,27 cm²**) avec un espacement de S_t = 11,4 cm.

Condition de non fragilité :

$$39{,}27 \geq 0{,}23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0{,}23 * \frac{2{,}22 * 2{,}35 * 0{,}27}{400} = 8{,}099 \text{ cm}^2.$$ **Vérifier**

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s/3$ = 13,09 cm².
Soit **8HA16** (**A'_s = 16,08 cm²**) avec un espacement de S_t = 12 cm.

❖ **Le ferraillage horizontal**

Pour le ferraillage horizontal on dispose **HA10** tous les 15 cm dans les deux faces. [31]

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 16{,}2 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{2{,}35 * X^2}{2} + 15 * 16{,}08 * 10^{-4}(X - 0{,}025) - 15 * 39{,}27 * 10^{-4}(0{,}27 - X) = 0$$

$$1{,}175X^2 + 0{,}02412X - 0{,}0589 = 0$$

X = 0,21 m.

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{2{,}35 * 0{,}21^3}{3} + 15 * 39{,}27 * 10^{-4}(0{,}27 - 0{,}21)^2 = 0{,}00747\ m^4$$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I} = \frac{0{,}1323 * 0{,}21}{0{,}00747} = 3{,}72$ MPa $< 16{,}2$ MPa. **Vérifier**

$\sigma_{st} = \frac{n * M_{ser} * Z}{I} = \frac{15 * 0{,}1323 * 0{,}22}{0{,}00747} = 58{,}45$ MPa < 240 MPa. **Vérifier**

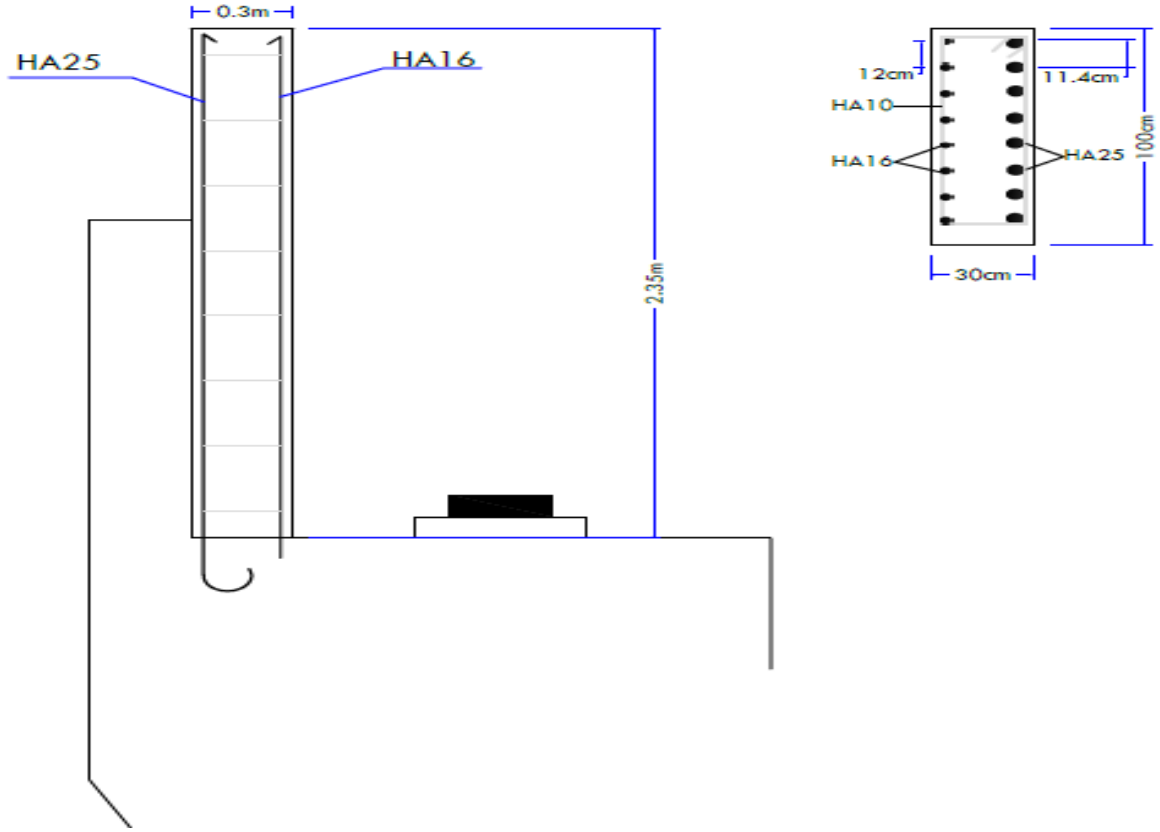


Figure XII.3 Ferraillage de mur garde grève

XII.6.2. La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

XII.6.2.1. *Evaluation des efforts*

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2{,}5*0{,}3 = 0{,}75$ t/m².
- Poids du remblai : $g_2 = 1{,}8*0{,}88 = 1{,}58$ t/m².
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2{,}2*0{,}08 = 0{,}176$ t/m².
- Poids total : $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2{,}51$ t/m².
- Surcharges : $Q = 1*1{,}2 = 1{,}2$ t/m².

Tableau XII.8 Efforts agissant sur la dalle de transition

	q (t/m²)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t/ml)
Charge permanente G	2,51	7,84	6,27
Surcharge Q	1,2	3,75	3

❖ **Combinaison des efforts**

A ELU :

$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q = 16,58$ t.m/ml.

$T_{ELU} = 1,35T_G + 1,6T_Q = 13,26$ t/ml.

A ELS :

$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q = 12,34$ t.m/ml.

$T_{ELS} = T_G + 1,2T_Q = 9,87$ t/ml.

XII.6.2.2. *Le ferraillage*

❖ **Le ferraillage vertical**

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple à l'ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire.

$f_{c28} = 27$ Mpa ; $b_0 = 1$ m ; $d = 0,27$ m.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} * d = 0,146 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,22 \text{ m.}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma_{bc}} * Z * X = \frac{1}{2} * 5 * 16,2 * 0,22 * 0,146 = 1,3 \text{ MN. m.}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0,1234$ MN.m $\leq \overline{M_1} = 1,3$ MN. m. Donc Section Sans Armature Comprimé (S.S.A.C).

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0,17 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_{ser}}{Z * \overline{\sigma_{st}}} = 35,01 \text{ cm}^2.$$

On choisit **8HA25** (**$A_s = 39,27$ cm²**) avec un espacement de $S_t = 11,4$ cm.

Condition de non fragilité :

$$39,27 \geq 0,23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0,23 * \frac{2,22 * 2,35 * 0,27}{400} = 8,099 \text{ cm}^2.$$ **Vérifier**

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s/3 = 13,09$ cm².

Soit **8HA16** (**$A'_s = 16,08$ cm²**) avec un espacement de $S_t = 12$ cm.

❖ **Le ferraillage horizontal**

$A_y = A_s/4 = 9,82$ cm². Soit **5HA16** (**$A'_s = 10,05$ cm²**) avec un espacement de $S_t = 20$ cm.

Condition de non fragilité :

$$10,05 \geq 0,23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 3,45 \text{ cm}^2.$$ **Vérifier**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240$ MPa.

$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$

$\frac{5 * X^2}{2} + 15 * 16{,}08 * 10^{-4}(X - 0{,}025) - 15 * 39{,}27 * 10^{-4}(0{,}27 - X) = 0$

$2{,}5X^2 + 0{,}02412X - 0{,}0589 = 0$

X = 0,15 m.

$I = \frac{bX^3}{3} + nA_s(d - X)^2$

$I = \frac{5 * 0{,}15^3}{3} + 15 * 39{,}27 * 10^{-4}(0{,}27 - 0{,}15)^2 = 0{,}00647\ m^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I} = \frac{0{,}1234 * 0{,}15}{0{,}00647} = 2{,}86$ MPa $< 16{,}2$ MPa. **Vérifier**

$\sigma_{st} = \frac{n * M_{ser} * Z}{I} = \frac{15 * 0{,}1234 * 0{,}22}{0{,}00647} = 62{,}94$ MPa < 240 MPa. **Vérifier**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0{,}1326}{5 * 0{,}27} = 0{,}098$ MPa.

$\overline{\tau_u} = \inf(4\text{ MPa}; 0{,}1f_{c28}) = 2{,}7$ MPa.

Donc $\tau_u = 0{,}098$ MPa $< \overline{\tau_u} = 2{,}7$ MPa. **Vérifier**

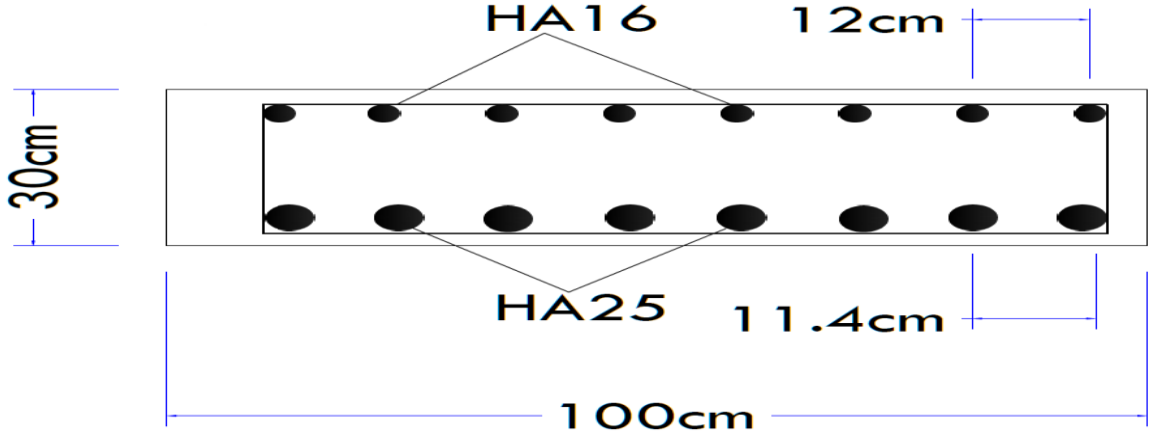


Figure XII.4 Ferraillage de la dalle de transition sur 1 ml

XII.6.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

XII.6.3.1. *Evaluation des efforts*

Le corbeau est soumis aux réactions suivantes :

- ✦ Réaction due au poids des charges permanentes.
- ✦ Réaction due aux surcharges sur remblai.

Tableau XII.9 Les efforts internes dans le corbeau

	q (t/ml)	L (m)	R = qL/2 (t/ml)
Dalle de transition	0,75	5	1,87
Revêtement	0,192		0,48
Poids des terres	1,58		3,95
Surcharges du remblai	1,2		3
Poids propre du corbeau	3,57	1	1,78

❖ **Combinaison des efforts**

A ELU :

$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q = 7,07$ t.m/ml.

$R_{ELU} = 1,35R_G + 1,6R_Q = 15,71$ t/ml.

A ELS:

$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q = 5,26$ t.m/ml.

$R_{ELS} = R_G + 1,2R_Q = 11,68$ t/ml.

XII.6.3.2. *Le ferraillage*

❖ **Le ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire.

$f_{c28} = 27$ Mpa ; $b_0 = 1$ m ; $d = 0,54$ m.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} * d = 0,59 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,34 \text{ m.}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma_{bc}} * Z * X = \frac{1}{2} * 1 * 16,2 * 0,34 * 0,59 = 1,62 \text{ MN.m.}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0,0526$ MN.m $\leq \overline{M_1} = 1,62$ MN.m. Donc Section Sans Armature Comprimé (S.S.A.C).

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0,34 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} * \overline{\sigma_{st}}} = 7,46 \text{ cm}^2.$$

On choisit **5HA14** (**A_s = 7,70 cm²**) avec un espacement de $S_t = 20$ cm.

Condition de non fragilité :

$7,7 \geq 0,23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0,23 * \frac{2,22 * 1 * 0,54}{400} = 6,89 \text{ cm}^2$. **Vérifier**

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s/3 = 2,57$ cm² ; Soit **4HA10** (**A'_s = 3,14 cm²).**

❖ **Le ferraillage horizontal**

Le ferraillage dans le sens transversal du corbeau est réalisé par **HA10** tous les 10cm. [31]

On dispose un goujon de type **HA25** tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition. [31]

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1 * X^2}{2} + 15 * 2,57 * 10^{-4}(X - 0,025) - 15 * 7,07 * 10^{-4}(0,54 - X) = 0$$

$$0,5X^2 + 0,0145X - 0,00582 = 0$$

X = 0,094 m.

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{1 * 0{,}094^3}{3} + 15 * 7{,}07 * 10^{-4}(0{,}54 - 0{,}094)^2 = 0{,}00239\ m^4$$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I} = \frac{0{,}0526 * 0{,}094}{0{,}00239} = 2{,}07\ MPa < 16{,}2\ MPa$. **Vérifier**

$\sigma_{st} = \frac{n * M_{ser} * Z}{I} = \frac{15 * 0{,}0526 * 0{,}34}{0{,}00239} = 112{,}24\ MPa < 240\ MPa$. **Vérifier**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0{,}1571}{1 * 0{,}54} = 0{,}29\ MPa.$$

$\overline{\tau_u} = \inf(4\ MPa; 0{,}1f_{c28}) = 2{,}7\ MPa.$

Donc $\tau_u = 0{,}29\ MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}7\ MPa$. **Vérifier**

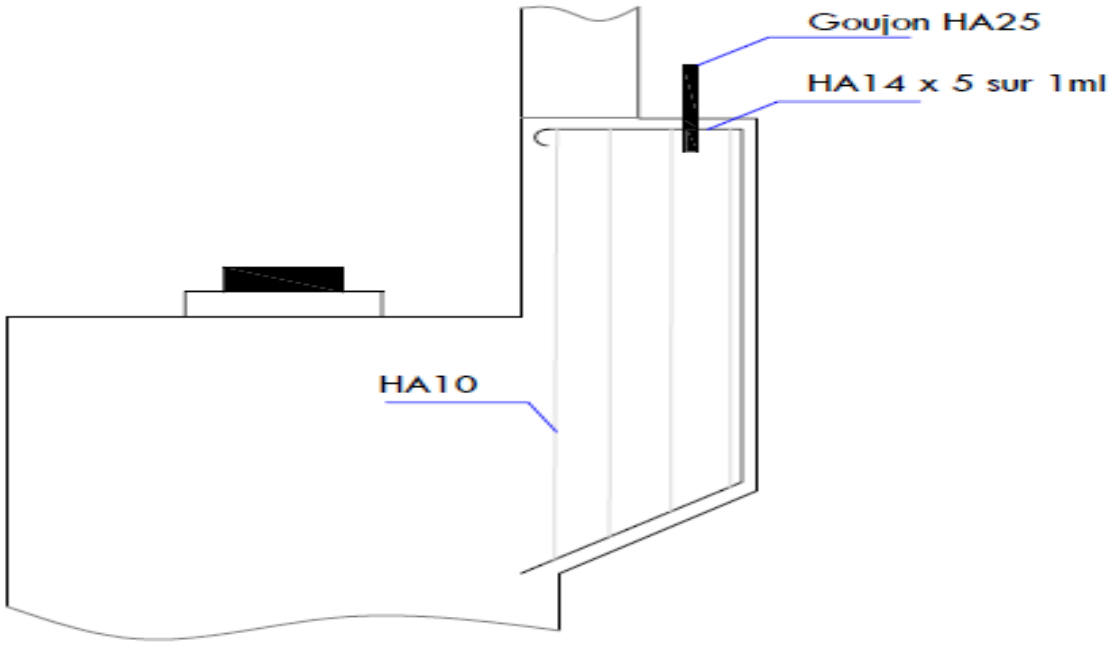


Figure XII.5 Ferraillage de corbeau sur 1 ml

XII.6.4. Mur frontal

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

❖ **Forces verticales :**

- ✦ Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- ✦ Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- ✦ Son poids propre.

❖ **Forces horizontales :**

- ✦ Poussée des terres.
- ✦ Surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.
- ✦ Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Tableau XII.10 Les efforts agissant sur le mur frontal

Cas°	Force horizontale (F_h) (t)	Force verticale (F_v) (t)	Le moment à la base de mur (t.m)
Cas n°1	140,46	807,783	318,58
Cas n°2	170,37	856,24	321,86
Cas n°3	173,89	861,783	322,03
Cas n°4	177,94	759,31	322,94

❖ **Condition normale**

N_{ser} = 807,783 t = 49,71 t/ml.

N_u = 1090,51 t = 67,11 t/ml.

M_{ser} = 318,58 t.m = 19,6 t.m/ml.

M_u = 430,08 t.m = 26,47 t.m/ml.

❖ **Condition sismique la plus défavorable n°4**

N_{ser} = 46,73 t/ml.

N_u = 63,08 t/ml.

M_{ser} = 19,87 t.m/ml.

M_u = 26,82 t.m/ml.

XII.6.4.1. *Le ferraillage*

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale.

❖ **Le ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELS.

Le ferraillage est effectué à l'aide du ROBOT EXPERT 2010 en considérant une section avec les dimensions (1x1,4 m²). On trouve la section de :

A_s = 35,42 cm². Soit **8HA25** (**A_s = 39,27 cm²**) avec un espacement de 20 cm.

Condition de non fragilité :

$39{,}27 \geq 0{,}23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0{,}23 * \frac{2{,}22 * 1 * 1{,}26}{400} = 16{,}08\ cm^2$. **Vérifier**

Armature de construction :

$A_t = A_s/3$ = 11,81 cm². Soit **8HA14** (**A_t = 12,32 cm²**).

❖ **Le ferraillage horizontal**

Le ferraillage est effectué à l'aide du ROBOT EXPERT 2010, on trouve la section de :

A_s = 12,33 cm² par 1 mètre linéaire. Soit **5HA16** (**A_s = 10,05*2 = 20,1 cm²**) avec un espacement de 20 cm.

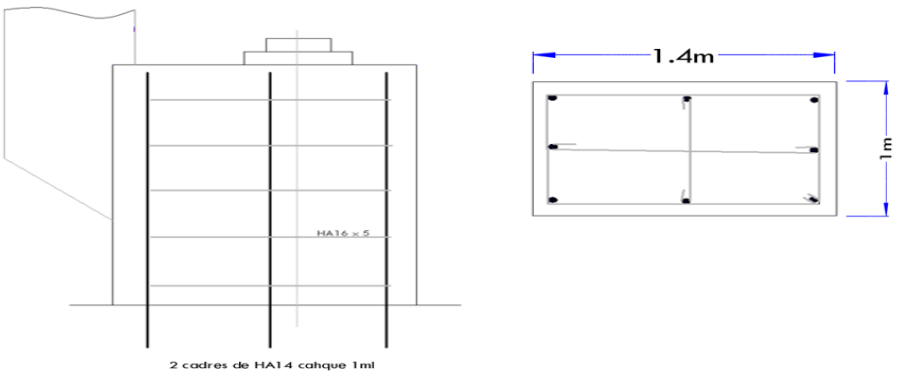


Figure XII.6 Ferraillage du mur frontal sur 1 ml

XII.6.5. Mur en retour

XII.6.5.1. *Evaluation des efforts*

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes : [31]

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

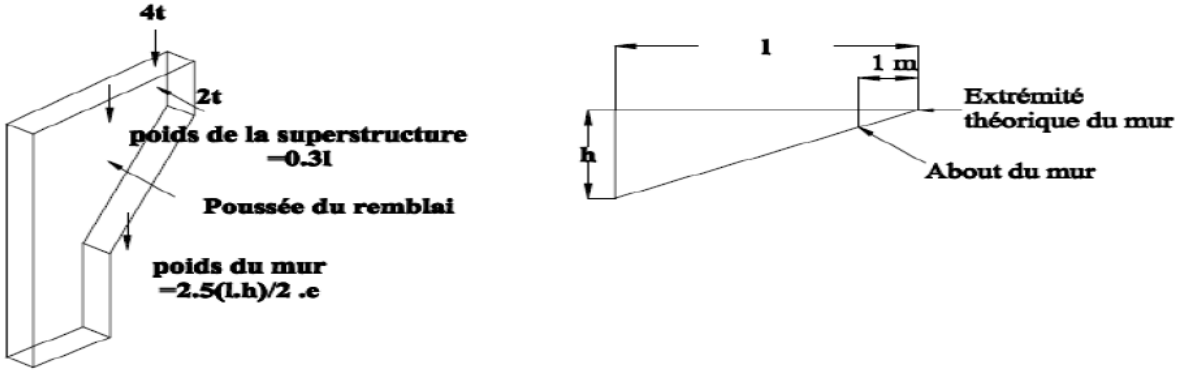


Figure XII.7 Les charges concentrées appliquées

❖ **Efforts horizontaux**

Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma H^2 = \frac{1}{2} * 0{,}3333 * 1{,}8 * (6{,}15)^2 * 1 = 7{,}04$ t/ml.

Poussée des surcharges sur remblai : P_{sr} = 1,2*6,15*0,3333*1 = 2,46 t/ml.

Poussée de la surcharge concentrée (2t) : P_{sc} = 2 t.

✦ **Les moments :**

Poussée des terres : M_t = 7,04*(1/3)*6,15 = 14,43 t.m/ml.

Poussée des surcharges sur remblai : M_{sr} = 2,46*3,075 = 7,56 t.m/ml.

Poussée de la surcharge concentrée (2t) : M_{sc} = 2*5,3 = 10,6 t.m.

✦ **Les combinaisons :**

$M_{ELU} = 1{,}35M_t + 1{,}6(M_{sr} + M_{sc})$ = 48,54 t.m/ml.

$M_{ELS} = M_t + 1{,}2(M_{sr} + M_{sc})$ = 36,22 t.m/ml.

❖ **Efforts verticaux**

Poids propre du mur : P_G = 30,56 t/ml.

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : P_{sc} = 4 t.

Poids propre de la superstructure : P_s = 3,15 t/ml.

✦ **Les moments :**

Poids propre du mur : M_G = 30,56*(1/3)*6,3 = 64,18 t.m/ml.

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : M_{sc} = 4*5,3 = 21,2 t.m/ml.

Poids propre de la superstructure : M_s = 3,15*3,15 = 9,92 t.m/ml.

✦ **Les combinaisons :**

$M_{ELU} = 1{,}35M_G + 1{,}6(M_s + M_{sc})$ = 136,44 t.m/ml.

$M_{ELS} = M_G + 1{,}2(M_s + M_{sc})$ = 101,52 t.m/ml.

XII.6.5.2. *Le ferraillage*

❖ **Le ferraillage horizontal**

M_{ELU} = 7,89 t.m/ml; M_{ELS} = 5,89 t.m/ml.

f_{c28} = 27 Mpa ; b_0 = 1 m ; d = 0,45 m.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207{,}31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 16{,}2 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} * d = 0{,}24 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0{,}37 \text{ m.}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma_{bc}} * Z * X = \frac{1}{2} * 1 * 16{,}2 * 0{,}37 * 0{,}24 = 0{,}72 \text{ MN.m.}$$

Alors comme on a M_{ser} = 0,0589 MN.m ≤ $\overline{M_1} = 0{,}72$ MN.m. Donc Section Sans Armature Comprimé (S.S.A.C).

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0{,}28 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} * \overline{\sigma_{st}}} = 10{,}15 \text{ cm}^2.$$

On choisit **8HA14** (**A_s = 12,32 cm²**) avec un espacement de S_t = 25 cm.

Armature de construction :

$A_t = A_s/3$ = 3,38 cm². Soit **5HA10** (**A_t = 3,93 cm²)** avec un espacement de S_t = 20 cm.

Condition de non fragilité :

$$12{,}32 \geq 0{,}23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0{,}23 * \frac{2{,}22 * 1 * 0{,}45}{400} = 5{,}74 \text{ cm}^2.$$ **Vérifier**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 16{,}2 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

X = 0,11 m.

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{1 * 0{,}11^3}{3} + 15 * 12{,}32 * 10^{-4}(0{,}45 - 0{,}11)^2 = 0{,}00258 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I} = \frac{0{,}0589 * 0{,}11}{0{,}00258} = 2{,}51 \text{ MPa} < 16{,}2 \text{ MPa.}$$ **Vérifier**

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_{ser} * Z}{I} = \frac{15 * 0{,}0589 * 0{,}37}{0{,}00258} = 126{,}7 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa.}$$ **Vérifier**

❖ **Le ferraillage vertical**

$A_y = A_s/4$ = 3,08 cm². Soit 4HA14 (**A_s = 6,16 cm²**) avec un espacement de S_t = 25 cm.

Condition de non fragilité :

$$6{,}16 \geq 0{,}23 * \frac{f_{tj} * b * d}{f_e} = 0{,}23 * \frac{2{,}22 * 1 * 0{,}45}{400} = 5{,}74 \text{ cm}^2.$$ **Vérifier**

❖ **Ferraillage de suspension**

✦ **Horizontalement**

M_{ELU} = 32,36 t.m/ml ; M_{ELS} = 24,15 t.m/ml.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207{,}31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 16{,}2 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} * d = 0{,}24 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0{,}37 \text{ m.}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma_{bc}} * Z * X = \frac{1}{2} * 1 * 16{,}2 * 0{,}37 * 0{,}24 = 0{,}72 \text{ MN.m.}$$

Alors comme on a M_{ser} = 0,2415 MN.m $\leq \overline{M_1} = 0{,}72$ MN.m. Donc Section Sans Armature Comprimé (S.S.A.C).

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0{,}28 \text{ m.}$$

$$A_S = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} * \overline{\sigma_{st}}} = 41{,}6 \text{ cm}^2.$$

On choisit **6HA32** (**A_s = 48,25 cm²**) avec un espacement de S_t = 15 cm.

✦ **Verticalement**

A_s' = A_s/3 = 13,87 cm². Soit 7HA20 (**A_s = 14,07 cm²**).

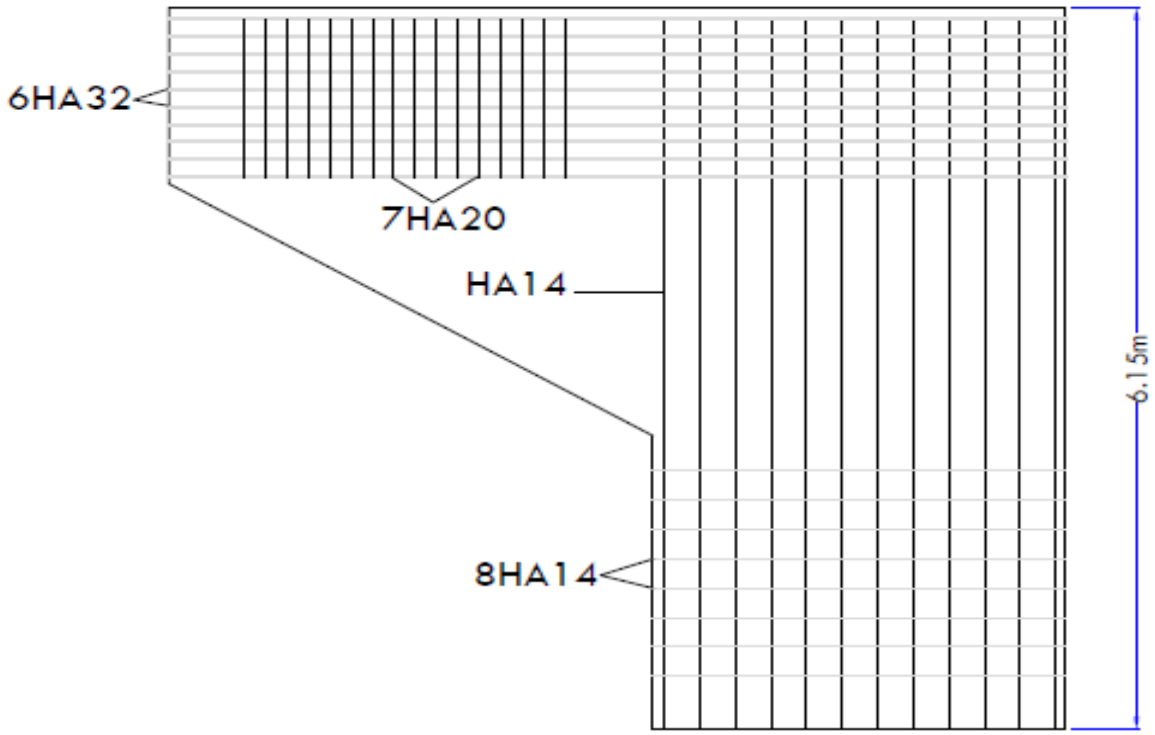


Figure XII.8 Ferraillage de mur en retour (dos)

XII.6.6. La semelle

XII.6.6.1. *Evaluation des efforts agissants sur la semelle*

❖ **Charges verticales**

✦ Charges permanentes.

✦ Surcharges D_{240}.

- ✦ Poids de la semelle.
- ✦ Poids des terres.

❖ **Charges horizontales**

- ✦ La force de freinage.
- ✦ Poussée des terres.

On résume tous les résultats dans le tableau ci-dessous qui montre l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau XII.11 Les efforts agissants sur la semelle

Désignation	Cas°	(F_h) (t)	(F_v) (t)	$M_s - M_R$ (t.m)
La somme	**Cas n°1**	30,99	1817,78	442,08
	Cas n°2	381,63	1926,84	1080,37
	Cas n°3	382	1817,78	575,39
	Cas n°4	382,43	1708,7	1028,73

❖ **Conditions normales**

N_{max} = 1817,78 t.

M_{max} = 442,08 t.m.

❖ **Conditions sismiques**

N_{max} = 1926,84 t.

M_{max} = 1080,37 t.m.

XII.6.6.2. *Effort revenant à chaque pieu*

On a 10 pieux de 1.2m de diamètre. L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = (\frac{N}{n}) \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm (\frac{M_y x}{\sum x^2})$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : Moments dans les sens x, y.

x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

❖ **Conditions normales**

$$N_1 = \frac{1817,78}{10} + \frac{442,08 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 206,34 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{1817,78}{10} - \frac{442,08 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 157,22 \text{ t.}$$

❖ **Conditions sismiques**

$$N_1 = \frac{1926,84}{10} + \frac{1080,37 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 252,7 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{1927,84}{10} - \frac{1080,37 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 132,76 \text{ t.}$$

XII.6.6.3. *Le ferraillage*

❖ **Armatures transversales inferieures**

On doit d'abord vérifier les conditions de la méthode des bielles :

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

Avec : b = 1,4 m ; L = 3,6 m ; h = 1,5 m.

On a 1,5 m ≥ 1,45 m. **Vérifier**

$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,03 \Rightarrow \alpha = 45,97° > 45°$. **Vérifier**

Les conditions de la méthode des bielles comprimées sont vérifiées donc on peut l'appliquée pour le ferraillage de la semelle.

$$A_s = \frac{N_1}{\overline{\sigma_a}} * \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau XII.12 Ferraillage transversale de semelle selon le cas normal et sismique

	$\overline{\sigma_a}$ (Mpa)	N_1 (t)	A_s (cm²)
Condition normal	266,67	206,34	74,67
Condition sismique	400	252,7	61,07

A_s = 74,67 cm². On choisit **16HA25** (**A_s = 78,54 cm²**).

Pour calculer l'espacement on utilise la formule suivante : $S_t = \frac{\varphi + H - d}{n-1}$.

Avec :

n : nombre de barre égale à 16.

d : enrobage égale à 10 cm.

Φ : diamètre des pieux égale à 1,2 m.

Donc $S_t = \frac{1,2+1,5-0,1}{16-1} = 0,17$ m. On prend S_t = 17 cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : L = H + Φ = 1,5 + 1,2 = 2,7 m.

❖ **Armatures longitudinales inferieures**

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

$A_{Li} = A_s/3$ = 78,54/3 = 26,18 cm². Soit **9HA20** (**A_s = 28,27 cm²**) avec un espacement de S_t = 32 cm.

❖ **Armatures de construction**

✦ **Armatures transversales supérieures**

$A_{ts} = A_s/10 = 78,54/10 = 7,85$ cm². Soit **7HA12** (**A_s = 7,92 cm²**) avec un espacement de $S_t = 43$ cm.

✦ **Armatures longitudinales supérieures**

$A_{Ls} = A_s/3 = 78,54/3 = 26,18$ cm². Soit **9HA20** (**A_s = 28,27 cm²**) avec un espacement de $S_t = 32$ cm.

✦ **Armatures latérales**

$A_L = A_s/10 = 78,54/10 = 7,85$ cm². Soit **7HA12** (**A_s = 7,92 cm²**) avec un espacement de $S_t = 43$ cm.

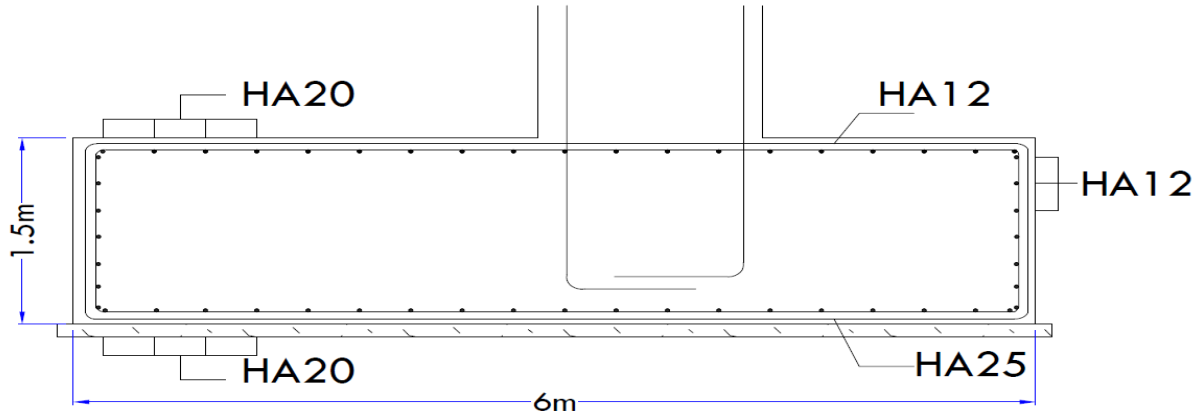


Figure XII.9 Ferraillage de la semelle

XII.6.7. Les pieux

XII.6.7.1. *Action sur les pieux*

Les pieux de la culée sont supposé encastré en tête de la semelle et libre en bas, ces pieux sont sollicités par un effort horizontal et un moment d'encastrement calculé par la méthode de WARNER.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton (E=33000MPa).

I : moment d'inertie du pieu (0,1018 m^4).

b : diamètre du pieu (1,2 m).

C_u : module de réaction du sol (25 MN/m^3).

L : longueur du pieu (15m).

D'où : $\lambda = 0,22$; $\lambda L = 3,3$.

❖ **Effort tranchant en tête du pieu**

$$\overline{P} = \frac{H}{n}$$

A ELS : H= 30,99 t $\quad \overline{P} = 3{,}1$ t.
A ELA : H= 382,43 t $\quad \overline{P} = 38{,}24$ t.

❖ **Moment d'encastrement**

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

A partir des abaques de WERNER qui sont en fonction de λL on tire $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta P} = 1{,}16 \\ \chi_{\theta P} = 1{,}26 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta M} = 1{,}48 \\ \chi_{\theta M} = 1{,}54 \end{cases}$$

Par l'interpolation linéaire on obtient :

$\chi_{\theta P} = 1{,}19$
$\chi_{\theta M} = 1{,}5$
Donc on a :
A ELS : $\overline{M} = -11{,}18$ t.m.
A ELA : $\overline{M} = -137{,}9$ t.m.

❖ **Détermination des moments tout le long du pieu**

$$M(z) = \overline{M} * \chi_{\theta M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} * \chi_{\theta P}$$

✦ **Condition normale**

$$M(z) = -11{,}18 * \chi_{\theta M} + \frac{3{,}1}{0{,}22} * \chi_{\theta P}$$

✦ **Condition sismique**

$$M(z) = -137{,}9 * \chi_{\theta M} + \frac{38{,}24}{0{,}22} * \chi_{\theta P}$$

Tableau XII.13 Valeurs des coefficients χθM, χθP et les moments en fonction de z

Z (m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12
$\chi_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$\chi_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04
Condition normale	-6,09	-1,51	1,63	2,70	2,85	2,34	1,50	0,45
Condition sismique	-81,39	-34,53	1,33	16,50	22,03	20,67	13,78	4,13

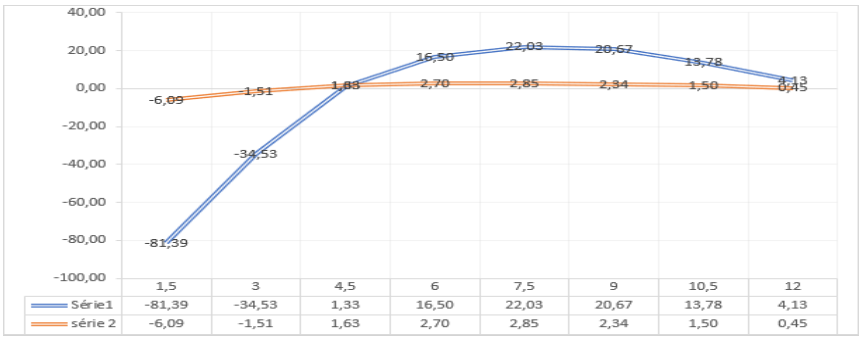


Figure XII.10 Diagramme du moment en fonction de la profondeur

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : M_{max} = -81,39 t.m.

XII.6.7.2. *Le ferraillage*

❖ **Armature longitudinale**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

N_{max} = 2,53 MN.

M_{max} = 0,81 MN.m.

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,06}{1,2} = 0,05$$

Avec :

h : l'enrobage.

D : diamètre de pieux.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{2,53}{\pi * (0,6)^2 * 24} = 0,1 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{0,81}{\pi * (0,6)^2 * 1,2 * 24} = 0,025 \end{cases}$$

Tel que :

$N_r = N_{max}$

$M_r = M_{max}$

β_ω : résistance du béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

ω = 0,16.

ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} * \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : aire totale de l'armature passive.

D'où :

$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{0,16 * \pi * (0,6)^2 * (24)}{400} = 108,57$ cm². Soit **24HA25** (**A_s = 117,84 cm²**).

$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{N} = \frac{2\pi * (0,6-0,06)}{24} = 14,13$ cm.

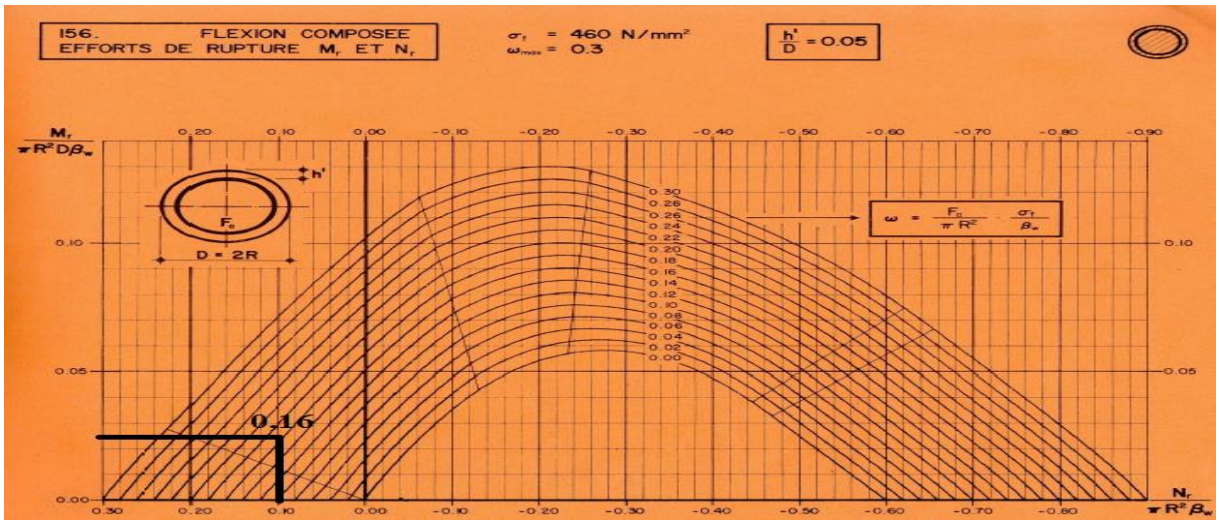


Figure XII.11 Abaque de Walther

❖ **Armatures transversales**

On prendra des cerces de **HA12** et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

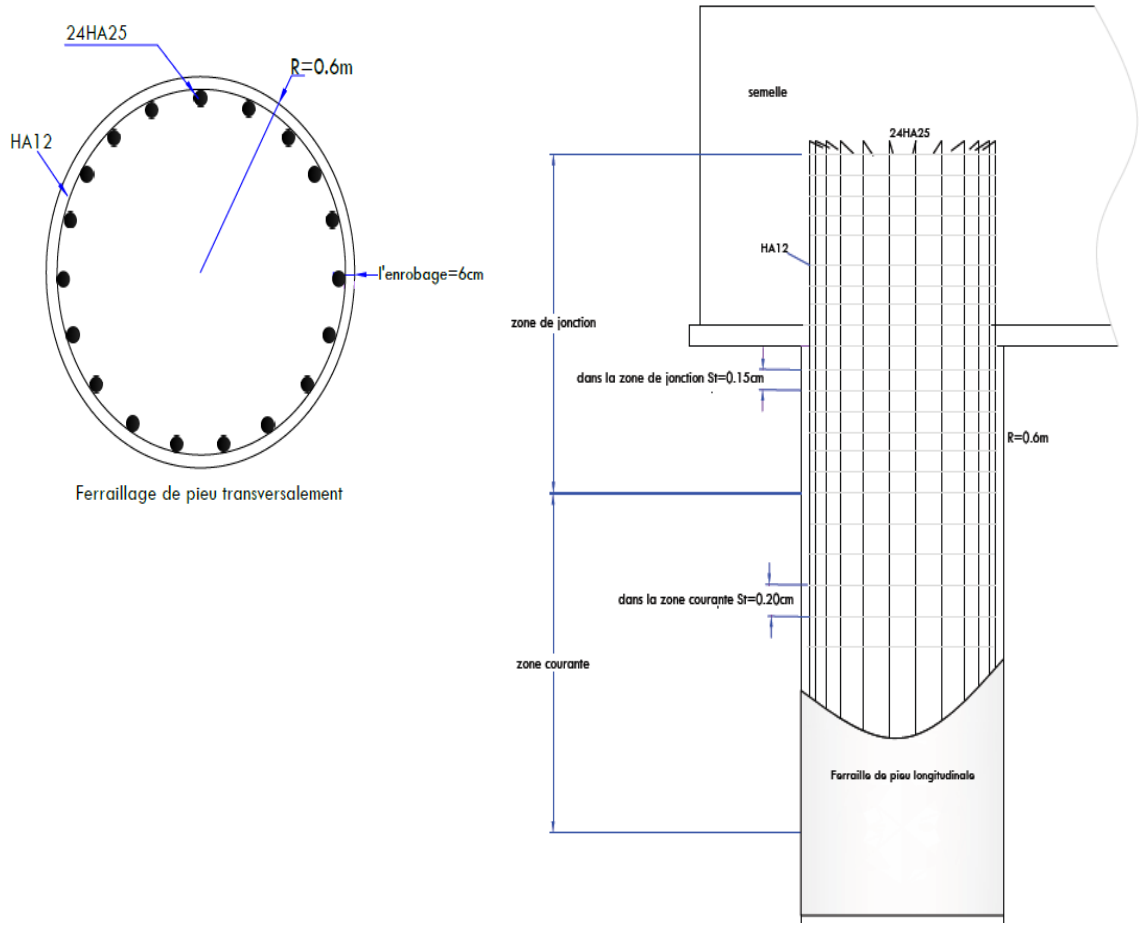


Figure XII.12 Ferraillage de pieu

XII.7. ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

Le calcul et le dimensionnement des piles sont effectués afin que celles-ci soient en sécurité vis-à-vis des charges d'exploitation et charges permanentes sur le tablier mais aussi du l'action de vent, des actions thermiques, des charges de freinage ainsi que des efforts horizontaux sous le séisme.

XII.7.1. Prédimensionnement des éléments de la pile

XII.7.1.1. *Chevêtre*

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

La longueur : 16,25 m.

La largeur : 2,4 m.

L'épaisseur : 2,35 m.

XII.7.1.2. *Fûts*

Les fûts sont des éléments circulaires qui transmettent les efforts à la semelle ensuite aux pieux, de diamètre généralement constant. On a choisi 3 fûts de diamètre 1,8 m et des hauteurs montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.14 Description des piles

Désignation	Pile°2	Pile°3	Pile°4
Hauteur de la pile (m)	14,8	15,4	15,2
Hauteur du Fût (m)	11,3	11,9	11,7

XII.7.1.3. *La semelle*

On a adopté les dimensions suivantes pour la semelle :

La longueur : 16,8 m.

La largeur : 6 m.

L'épaisseur : 1,5 m.

XII.7.1.4. *Les pieux*

Les efforts de la structure sont transmis au sol au moyen des pieux, on a choisi 5 pieux de diamètre 1,2 m avec un entraxe de 3,6 m (3Ø), ces derniers sont encastrés au niveau de la semelle.

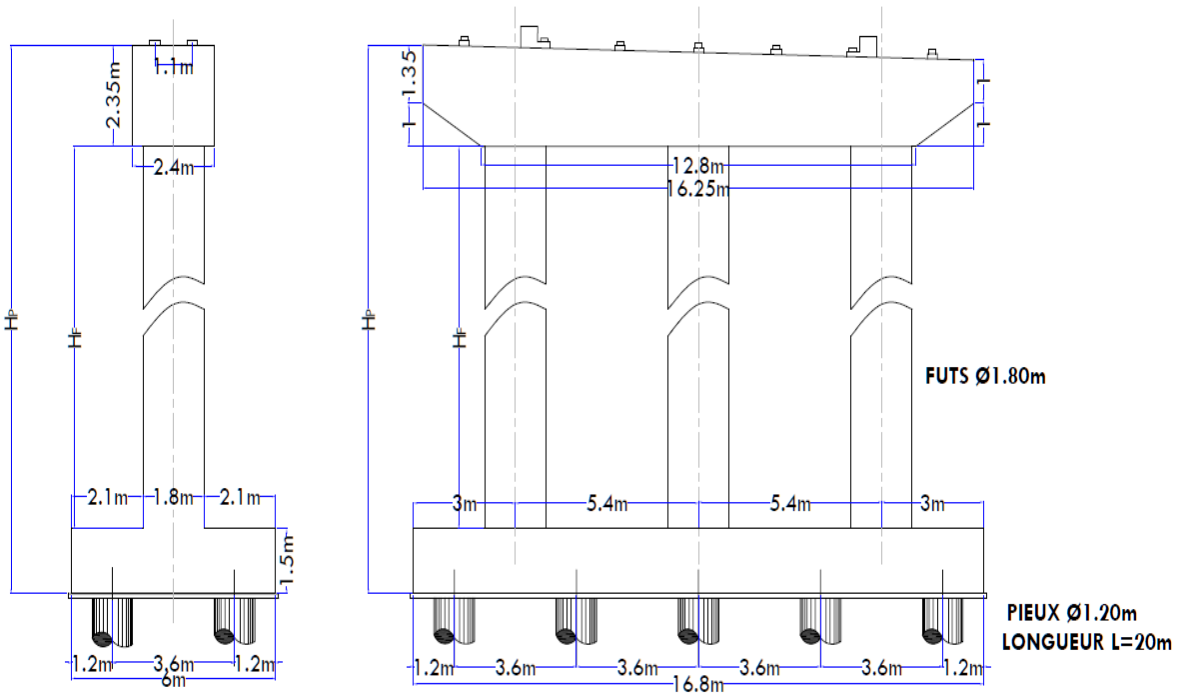


Figure XII.13 Dimensions de la pile

XII.7.2. Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

XII.7.2.1. *Répartition des charges et surcharges sur le chevêtre*

❖ **Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier**

Le poids propre du tablier = 1010,345 t.

La charge reprise par chaque pile = 505,173 t.

❖ **Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)**

✦ **La surcharge A (l)**

Une travée chargée :

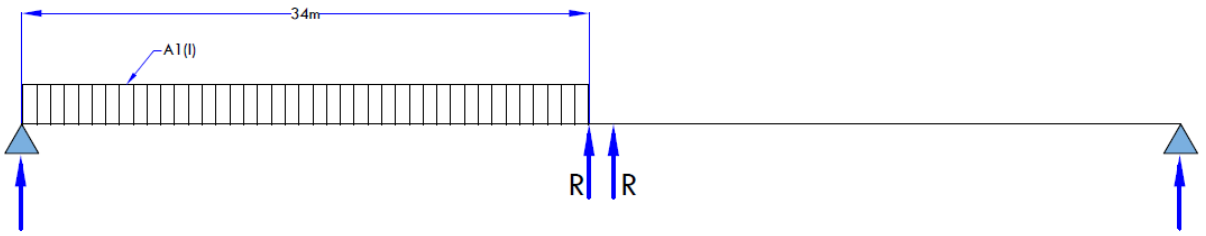


Figure XII.14 Répartition de surcharge A(l) sur une travée

$$A(l) = 0{,}23 + \frac{36}{12+35} = 0{,}996\ t/m^2.$$

Tableau XII.15 Résultats de calcul

Nombre de voies	A(l) (t/m²)	a_1	a_2	L_v (m)	A_1(l) (t/ml	R_{max} (t)
1	0,996	1	1	3,5	3,49	59,33
2	0,996	1	1	7	6,97	118,49
3	0,996	0,9	1	10,5	9,41	159,97

Deux travées chargées :

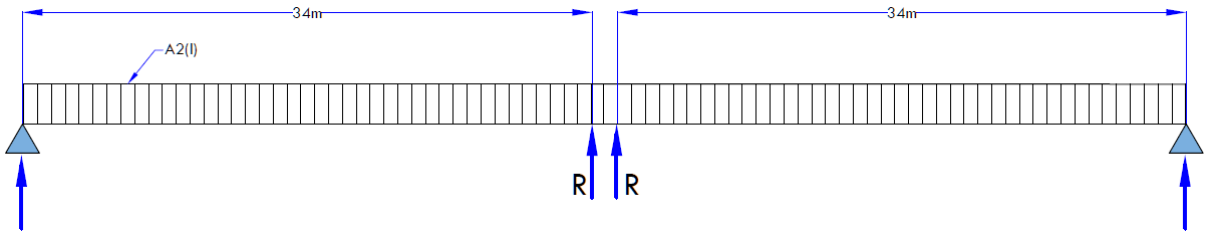


Figure XII.15 Répartition de surcharge A(l) sur deux travées

$$A(l) = 0{,}23 + \frac{36}{12 + 70} = 0{,}73\ t/m^2.$$

Tableau XII.16 Résultats de calcul

Nombre de voies	A(l) (t/m²)	a_1	a_2	L_v (m)	A_1(l) (t/ml	R_{max} (t)
1	0,73	1	1	3,5	2,55	87,97
2	0,73	1	1	7	5,11	176,29
3	0,73	0,9	1	10,5	6,9	238,05

- **Chargement B_c**

Une travée chargée :

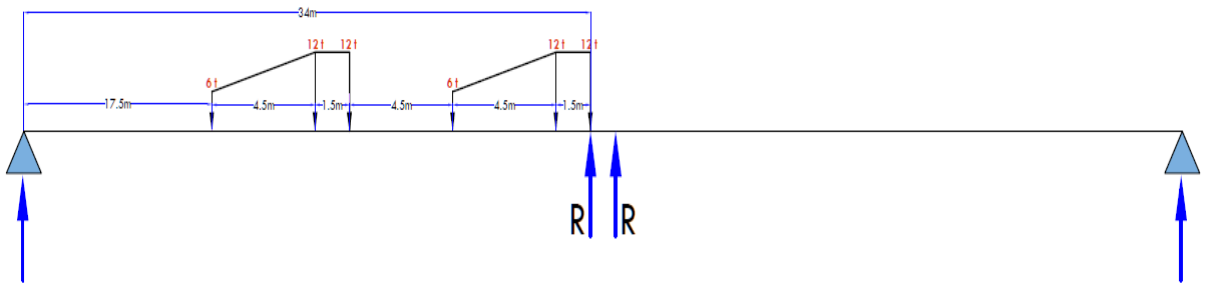


Figure XII.16 Surcharge Bc sur une travée

$$R = \frac{12 * 34 + 12 * 32{,}5 + 6 * 28 + 12 * 23{,}5 + 12 * 22 + 6 * 17{,}5}{34} = 47{,}56\ t.$$

Tableau XII.17 Résultats de calcul

Nombre de voies	b_c	δ	R_{max} (t)
1	1,2	1,062	60,61
2	1,1	1,07	111,96
3	0,95	1,076	145,86

Deux travées chargées :

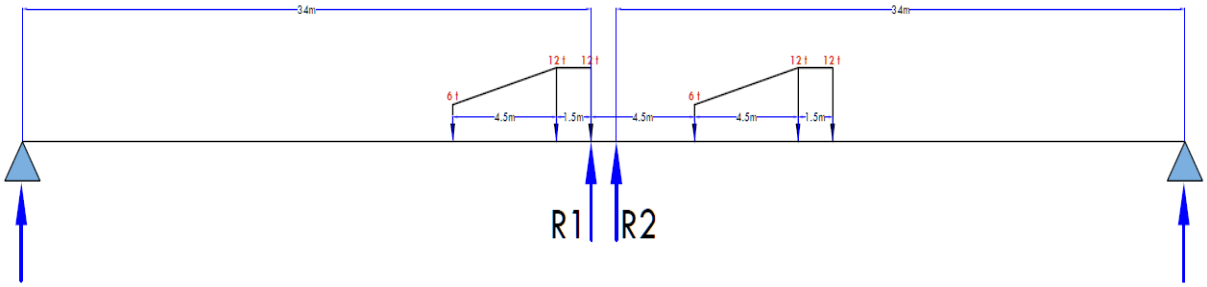


Figure XII.17 Surcharge Bc sur deux travées

$$R_1 = \frac{12 * 34 + 12 * 32{,}5 + 6 * 28}{34} = 28{,}41 \text{ t.}$$

$$R_2 = \frac{12 * 24{,}6 + 12 * 26{,}1 + 6 * 30{,}6}{34} = 23{,}29 \text{ t.}$$

$R = R_1 + R_2 = 51{,}7$ t.

Tableau XII.18 Résultats de calcul

Nombre de voies	b_c	δ	R_{max} (t)
1	1,2	1,062	65,89
2	1,1	1,07	121,7
3	0,95	1,076	157,65

- **Chargement M_{c120}**

Une travée chargée :

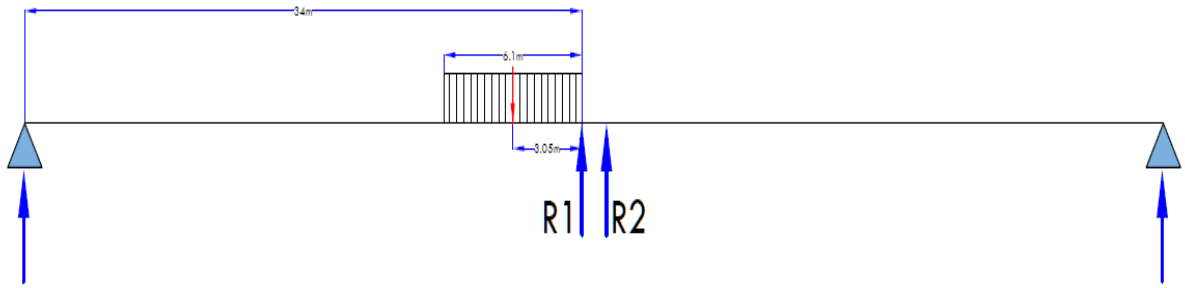


Figure XII.18 Surcharge Mc120 sur une travée

$$R = \frac{110}{34} * 30{,}95 = 100{,}13 \text{ t.}$$

$R_{max} = 100{,}13 * \delta = 100{,}13 * 1{,}067 = 106{,}84$ t.

Deux travées chargées :

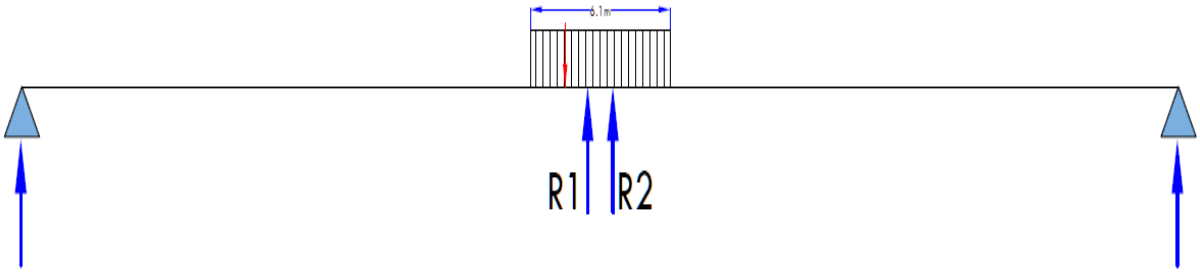


Figure XII.19 Surcharge Mc120 sur deux travées

$$R = \frac{2 * 55}{34} * 33{,}03 = 106{,}86 \text{ t.}$$

R_{max} = 106,86*δ = 106,86*1,067 =114,02 t.

- **Chargement D_{240}**

Une travée chargée :

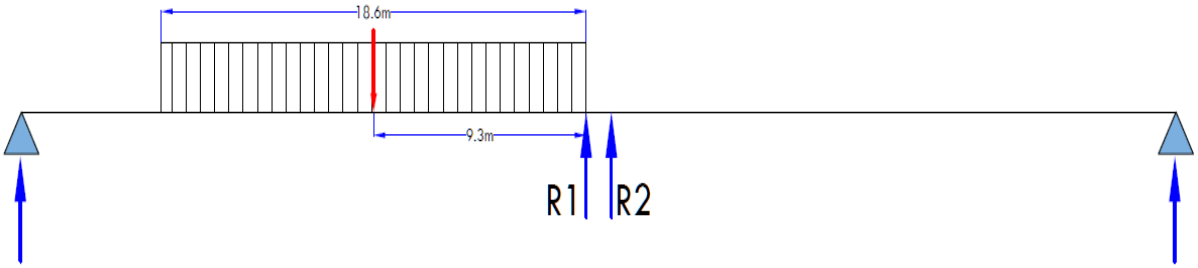


Figure XII.20 Surcharge D240 sur une travée

$$R = \frac{240}{34} * 24{,}7 = 174{,}35 \text{ t.}$$

R_{max} = 174,35 t.

Deux travées chargées :

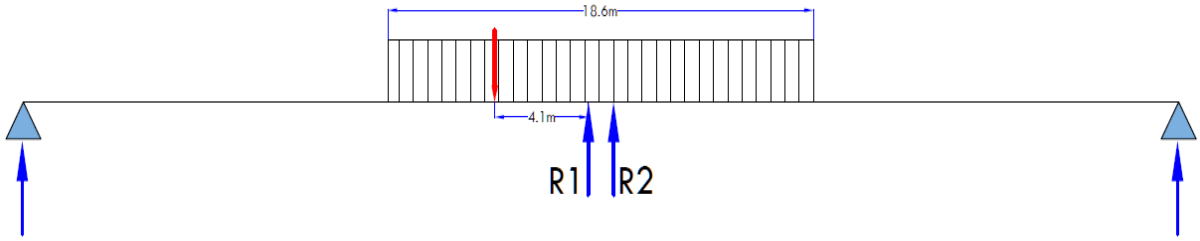


Figure XII.21 Surcharge D240 sur deux travées

$$R = \frac{240}{34} * 29{,}9 = 211{,}06 \text{ t.}$$

R_{max} = 211,06 t.

- **Surcharge de trottoirs**

R = 2*0,15*35 = 10,5 t.

On résume dans le tableau ci-dessous toutes les combinaisons pour tirer les cas le plus défavorable :

Tableau XII.19 Réaction dues aux combinaisons défavorables

Poids de tablier		505,173
Poids de surcharges	**A(l)**	238,05
	Bc	157,65
	M_{c120}	114,02
	D_{240}	211,06
	T_r	10,5
ELU	**1,35G+1,6(A(l)+Tr)**	1078,94
	1,35G+1,6(B_c+Tr)	949,26
	1,35(G+M_{c120})	835,91
	1,35(G+D_{240})	966,91
ELS	**G+1,2(A(l)+Tr)**	803,43
	G+1,2(B_c+Tr)	706,95
	G+M_{c120}	619,19
	G+D_{240}	716,23

Donc :

A l'ELU : $\mathbf{R_{max\ ELU}}$ **= 1078,94 t**.

A l'ELS : $\mathbf{R_{max\ ELS}}$ **= 803,43 t**.

XII.7.2.2. *Ferraillage de la Chevêtre*

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

- Etude à la flexion (ferraillage longitudinal).
- Etude à la torsion (ferraillage transversal).

➢ **Étude et ferraillage du chevêtre à la flexion**

A l'aide de logiciel Autodesk Robot Analysis Professionnel 2018, on modélise le chevêtre comme une poutre continue (2,4*2,35 m²) sur trois appuis simples, et on modélise les charges comme une charge répartie sur la longueur du chevêtre.

- **Poids de tablier chargé**

A l'ELU : : $\mathbf{P_{max\ ELU}}$ **= 1078,94/16,25 =66,4 t/ml**.

A l'ELS : $\mathbf{P_{max\ ELS}}$ **= 803,43/16,25 = 49,44 t/ml**.

- **Poids du chevêtre par mètre linéaire**

A l'ELU : : $\mathbf{P_{max\ ELU}}$ **= 2,4*2,35*2,5*1,35 = 19,04 t/ml**.

A l'ELS : $\mathbf{P_{max\ ELS}}$ **= 14,1 t/ml**.

- **Poids total sur chevêtre**

A l'ELU : : $\mathbf{P_{max\ ELU}}$ **= 66,4 + 19,04 = 85,44 t/ml**.

A l'ELS : $P_{max\ ELS} = 49,44 + 14,1 = 63,54$ t/ml.

- **Résultats**

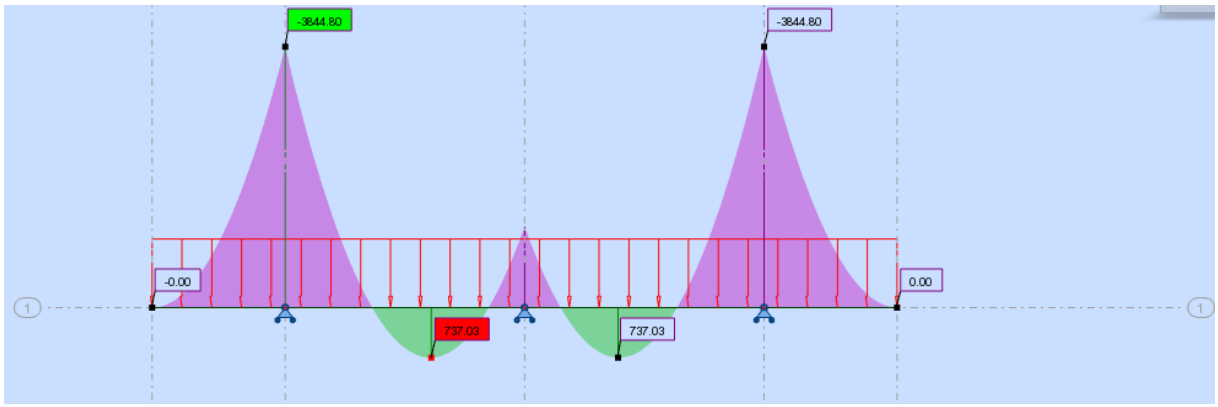


Figure XII.22 Diagramme des moments de chevêtre (ELU)

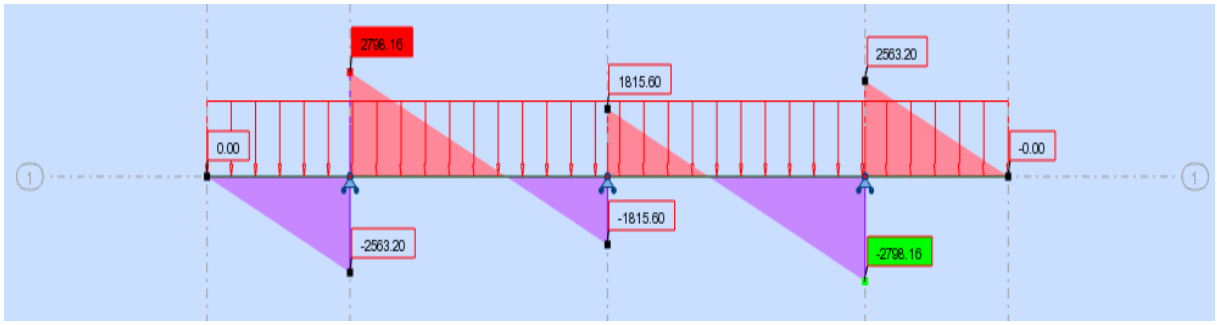


Figure XII.23 Diagramme des efforts tranchants de chevêtre (ELU)

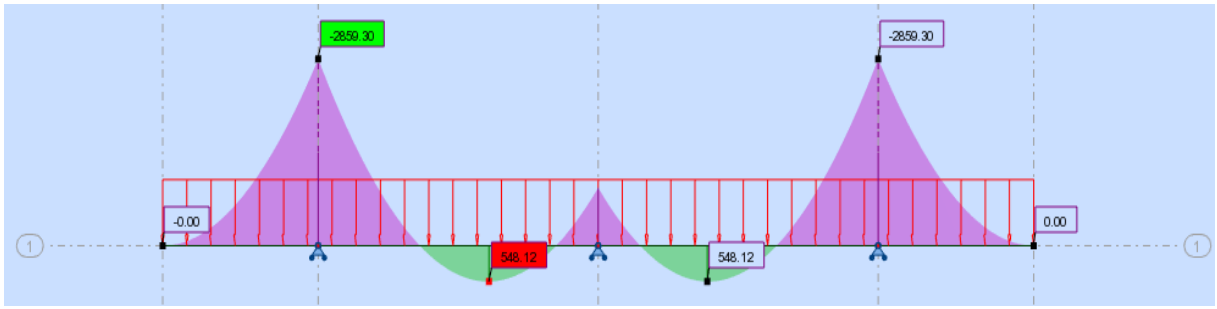


Figure XII.24 Diagramme des moments de chevêtre (ELS)

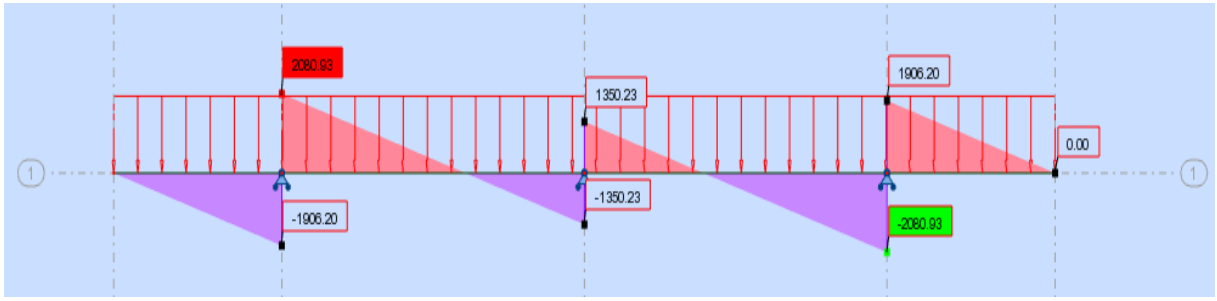


Figure XII.25 Diagramme des efforts tranchants de chevêtre (ELS)

- **Récapitulatif**

Le moment max à mi travée est :

M_{ELU} = 73,7 t.m = 0,737 MN.m.

M_{ELS} = 54,81 t.m = 0,5481 MN.m.

Le moment max sur appui est :

M_{ELU} = 384,48 t.m = 3,8448 MN.m.

M_{ELS} = 295,93 t.m = 2,9593 MN.m.

L'effort tranchant sur appui est :

T_{ELU} = 279,82 t = 2,7982 MN.

T_{ELS} = 208,09 t = 2,0809 MN.

❖ **Armatures longitudinales**

Le ferraillage se fait à l'ELU avec :

- f_{c28} = 27 Mpa.
- F_e = 400 Mpa.
- Coefficient d'équivalence (acier/béton) : n=15.
- Coefficient de sécurité du béton : γ_b = 1,5.
- Coefficient de sécurité du l'acier : γ_s = 1,15.
- Coefficient de durée du chargement : θ = 1.

Section d'armatures supérieures (sur appui) :

M_u = 3,84 MN.m

d = 0,9h = 2,12 m ; b = 2,4 m.

$$f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85*27}{1*1,5} = 15,3 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,84}{2,4 * (2,12)^2 * 15,3} = 0,023.$$

On a : $\mu < 0,186$ donc on a dans le domaine 1 : section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,023}}{0,8} = 0,029.$$

Z = d(1-0,4α) = 2,12(1-0,4*0,029) = 2,095 m.

$\mu < 0,186$ => $\varepsilon_s = 10*10^{-3}$.

$\varepsilon_s > \varepsilon_{es}$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826$ Mpa.

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{3,84}{2,095 * 347,826} * 10^4 = 52,7 \text{ cm}^2.$$

On choisit **7HA32** pour $\mathbf{A_s = 56,71\ cm^2}$.

Condition de non fragilité

$A_{min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 2,4 * 2,12 * \frac{2,22}{400} = 30,64\ cm^2$. **Condition vérifier**

Section d'armatures supérieures (en travée) :

$M_u = 0,737$ MN.m.

De la même méthode on trouve :

$A_s = 33,4\ cm^2$. On choisit **7HA25** pour $\mathbf{A_s = 34,36\ cm^2}$.

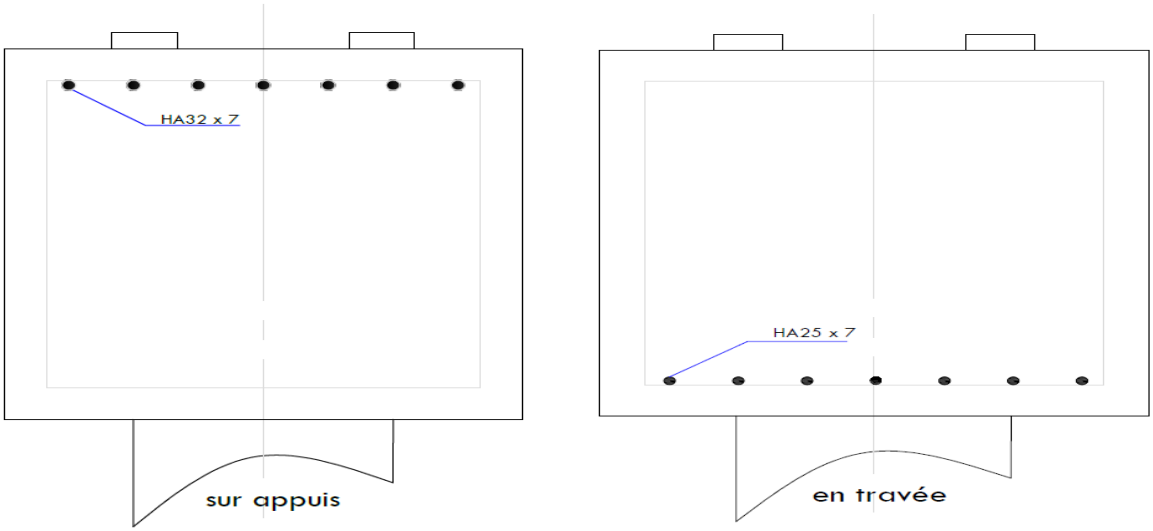


Figure XII.26 Disposition des armatures du chevêtre

Vérification des contraintes à l'ELS

Comme on a fait précédemment, on trouve :

Sur appui :

$\sigma_{bc} = 3,57\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 16,2\ MPa$. **Vérifier**
$\sigma_{st} = 237,25\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 240\ MPa$. **Vérifier**

En travée :

$\sigma_{bc} = 0,81\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 16,2\ MPa$. **Vérifier**
$\sigma_{st} = 91,28\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 240\ MPa$. **Vérifier**

❖ **Armatures transversales**

La contrainte de cisaillement, qui est limité à l'ELU par la formule suivante doit être vérifié :

$$\tau_V = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right)$$

$V_u = 2,798$ Mn.

$b_0 = 2,4$ m.

$d = 2,12$ m.

$$\tau_V = \frac{2,798}{2,4 * 2,12} = 0,55 \text{ MPa.}$$

D'où : $\tau_u = 0,55$ MPa $< \overline{\tau_u} = 2,7$ MPa. **Vérifier**

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA12 avec S_t = 10 cm sur appui et S_t = 15cm en travée.

La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{S_t b_0 \gamma_s}{0,9 f_e} (\tau_u - 0,3 K f_{tj})$$

(k = 1, pas de reprise de bétonnage).

D'où la section d'armature vaut :

A_t = 1,33 cm².

La section minimale est calculée par :

$$A_{t\,min} \geq \frac{0,4 S_t b_0}{f_e}$$

$A_{t\,min}$ = 3,6 cm².

D'où on choisit **A_t = 3,6 cm²**. Soit **2 cadres de HA12** (**A_t = 4,52 cm²**).

- **Étude et ferraillage du chevêtre à la torsion**

Le chevêtre subis aussi une torsion qui provient de l'excentricité des appareils d'appuis, elle ne se produit que lorsque sur deux travées successives une seule est chargée.

- **Le moment de torsion**

$$M_t = 1,35 * R * e$$

M_t : moment de torsion à l'ELU.

e : L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie égale à 0,55 m.

R : la réaction appropriée.

- **Une travée chargée par D_{240}** :

M_{t1} = 1,35*24,91*0,55 = 18,49 t.m.

- **Moment de torsion due au poids propre**

On considère le cas où l'ouvrage est en construction où une seule travée repose sur le chevêtre.

M_{t2} = 1,35*36,08*0,55 = 26,79 t.m.

Donc M_{max} = max (M_{t1} ; M_{t2}) = 26,79 t.m.

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

Les contraintes de cisaillement sont dues au moment de torsion et l'effort tranchant. Ces contraintes engendrent une traction du béton qui doit être limités en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\tau_V^2 + {\tau_T}^2 \leq {\tau_{adm}}^2$$

Avec :

τ_v : contrainte de cisaillement crée par l'effort tranchant.

τ_T : Contrainte de cisaillement crée par le moment de torsion.

Pour évaluer la contrainte tangentielle de torsion dans un profil plein, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente, dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible de s'inscrire dans le contour extérieur.

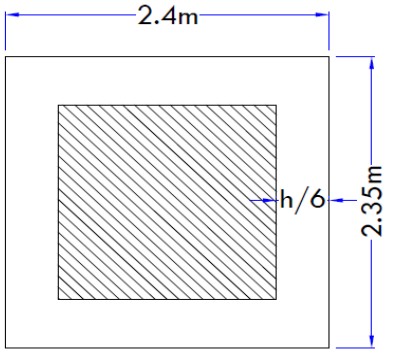


Figure XII.27 Dimensions de la section considérée en torsion

La contrainte de torsion se calcul comme suit :

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 * \Omega * b_n}$$

Avec :

b_n : L'épaisseur de la paroi creuse égale à h/6 = 0,39 m.

Ω : L'aire de la section creuse égale à (h - b_n) * (b - b_n) = 3,94 m².

D'où : $\tau_T = \frac{M_t}{2*\Omega*b_n} = \frac{0,2679}{2*3,94*0,39} = 0,087$ MPa.

Donc :

$\tau_V^2 + \tau_T^2 = (0,55)^2 + (0,087)^2 = 0,31$ MPa $< \tau_{adm}^2 = (2,7)^2 = 7,29$ MPa. **Vérifier**

❖ **Armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{M_t * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

Avec :

U : Le périmètre de la section creuse égale à 2*(h - b_n) + 2*(b - b_n) = 7,94 m.

Donc : $A_s \geq \frac{0,2679*7,94*1,15}{2*3,94*400} = 7,76\ cm^2$.

On choisit **7HA14 (A_s = 10,78 cm²)**.

❖ **Armatures transversales :**

La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales.

$$A_t \geq \frac{M_t S_t \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{0,2679 * 0,15 * 1,15}{2 * 3,94 * 400} = 0,147\ cm^2.$$

Donc le ferraillage total transversal :

A_t = 4,52 + 0,147 = 4,67 cm². On choisit **2 cadres HA14 (A_s = 6,16 cm²)**.

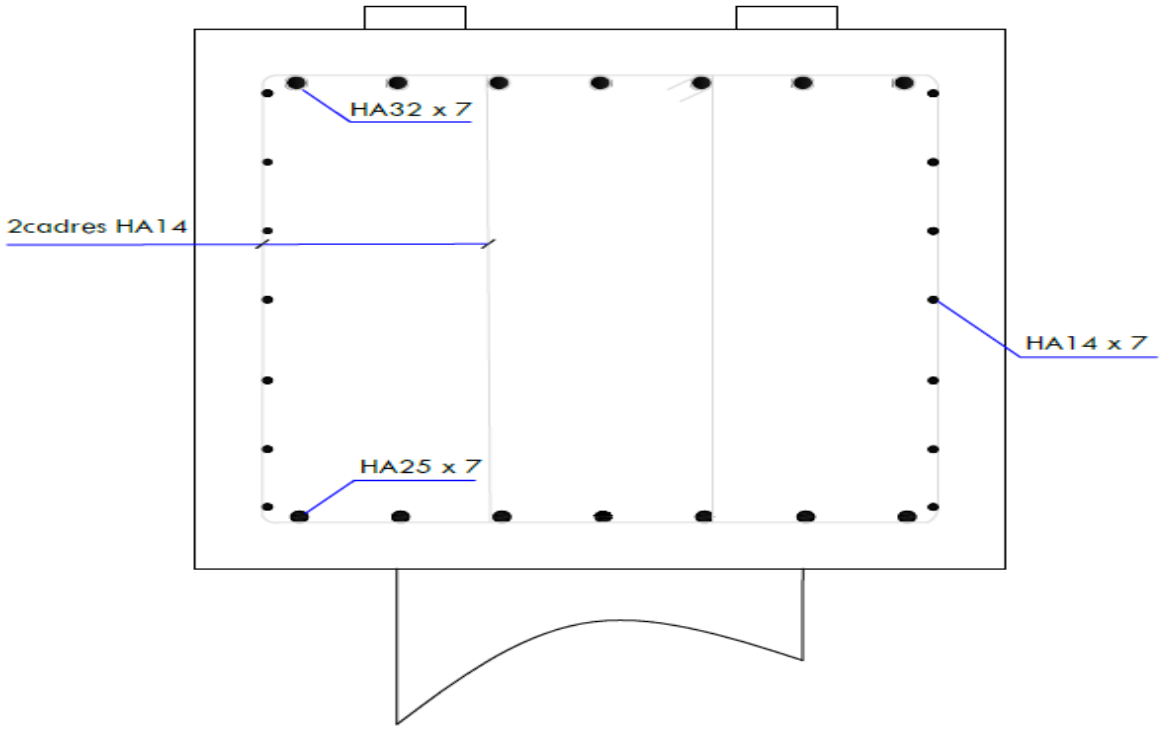


Figure XII.28 Ferraillage de de chevêtre

XII.7.3. Le fut

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont encastrés dans la semelle et le chevêtre et ont les caractéristiques suivantes :

- Hauteur de fût : h = 11,9 m.
- Diamètre de fût : ϕ = 1,8 m.
- Nombre du fût : n = 3 fûts.

XII.7.3.1. *Vérification du flambement du fût*

Le flambement s'assure par l'inégalité suivante :

$$\lambda \leq \bar{\lambda}$$

Tel que : $\lambda = \frac{L_c}{i}$

Vu que le fût est encastré donc : $L_c = 0,7\ L$.

Avec :

L : la hauteur du fût (11,9 m).

Donc : $L_c = 8,33$ m.

i : rayon de giration

$i = \frac{\phi}{4} = 0,45\ m.$

D'où : $\lambda = 18,51 < \bar{\lambda} = 50$. Pas de risque de flambement

XII.7.3.2. *Evaluation des efforts sur le fût*

Tableau XII.20 Evaluations des charges sur les fûts

Désignation	Efforts horizontaux (t)	Efforts verticaux (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	/	1010,345	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	229,13	/	/
Poids propre du fût	/	227,1	/	/
Surcharge A(l)	/	238,05	/	/
Séisme de verticale	/	87,99	/	/
Freinage sous B_c	18	/	14,25	256,56
Séisme de tablier	202,07	/	14,25	2879,5
Séisme de chevêtre	45,83	/	11 ,9	545,38
Séisme des fûts	45,42	/	5,95	270,25

❖ **Combinaison des efforts**

ELU : 1,35G + 1,6 (A(l) + Tr).

ELS : G + 1,2 (A(l) + Tr).

ELA : $G + F_{séisme}$.

Tableau XII.21 sollicitations après combinaison des charges

		H (t)	V (t)	M (t.m)
Cas normal	**ELU**	28,8	2377,56	410,4
	ELS	21,6	1764,84	307,8
Cas sismique	**ELA**	293,32	1554,56	3695,13

❖ **Pour chaque fût**

Tableau XII.22 sollicitations pour chaque fût

		H (t)	V (t)	M (t.m)
Cas normal	**ELU**	9,6	792,52	136,8
	ELS	7,2	588,28	102,6
Cas sismique	**ELA**	97,77	518,19	1231,71

XII.7.3.3. *Ferraillage du fût*

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée.

❖ **Ferraillage longitudinale**

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,8} = 0,02$$

Avec :

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0,12 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0,01 \end{cases}$$

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

ω = 0,16.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} * \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

D'où :

$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{0,16 * \pi * (0,9)^2 * (24)}{400} = 244,29$ cm². Soit **32H32** (**A_s = 257,28 cm²**).

❖ **Armatures transversales**

$\boldsymbol{\phi}_t \geq \boldsymbol{\phi}_l/3 = 32/3 = 10,67$ mm.

Espacement minimal ≤ 15*$\boldsymbol{\phi}_l$ = 48 cm.

Donc pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 15 cm en zones de recouvrement et de 25 cm en zones centrales.

❖ **Condition de non fragilité**

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_s \geq 0,23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * \pi D^2 = 129,93$ cm². **Vérifier**

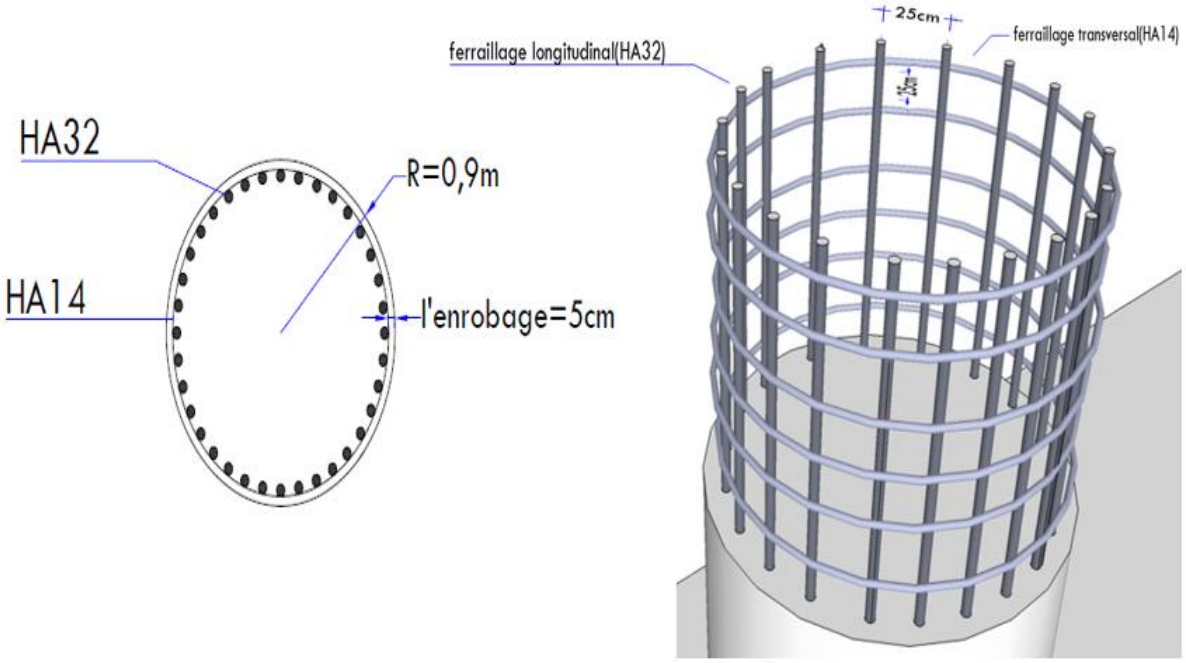


Figure XII.29 Ferraillage de fût

XII.7.4. Etude de la semelle

XII.7.4.1. *Evaluation des efforts à la base de la semelle*

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due au poids propre de la semelle et des terres.

Tableau XII.23 Evaluations des charges sur la semelle

Désignation	Efforts horizontaux (t)	Efforts verticaux (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	/	1010,345	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	229,13	/	/
Poids propre de fûts	/	227,1	/	/
Poids propre de la semelle	/	378	/	
Poids de terre		90,72		
Surcharge A(l)	/	238,05	/	/
Séisme de verticale	/	110,67	/	/
Freinage sous B_c	18	/	15,75	283,5
Séisme de tablier	202,07	/	15,75	3182,6
Séisme de chevêtre	45,83	/	13,4	614,12
Séisme des fûts	45,42	/	7,45	338,38
Séisme sur semelle	75,6	/	0,75	56,7

Tableau XII.24 sollicitations après combinaison des charges

		H (t)	V (t)	M (t.m)
Cas normal	**ELU**	28,8	3010,33	453,6
	ELS	21,6	2233,55	340,2
Cas sismique	**ELA**	368,92	2045,96	4191 ,8

XII.7.4.2. *Effort revenant à chaque pieu*

On a 10 pieux de 1,2 m de diamètre. L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \left(\frac{N}{n}\right) \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \left(\frac{M_y x}{\sum x^2}\right)$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : Moments dans les sens x, y.

x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

❖ **Conditions normales**

$$N_1 = \frac{3010,33}{10} + \frac{453,6 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 326,23 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{3010,33}{10} - \frac{453,6 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 257,83 \text{ t.}$$

❖ **Conditions sismiques**

$$N_1 = \frac{2045,96}{10} + \frac{4191 ,8 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 437,47 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{1927,84}{10} - \frac{1080,37 * 3,6}{5 * (3,6)^2} = 28,24 \text{ t.}$$

XII6.6.3. Le ferraillage

❖ **Armatures transversales inferieures**

On doit d'abord vérifier les conditions de la méthode des bielles :

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

Avec : b = 1,8 m ; L = 3,6 m ; h = 1,5 m.

Les dimensions de notre cas sont présentées dans la figure ci-dessous :

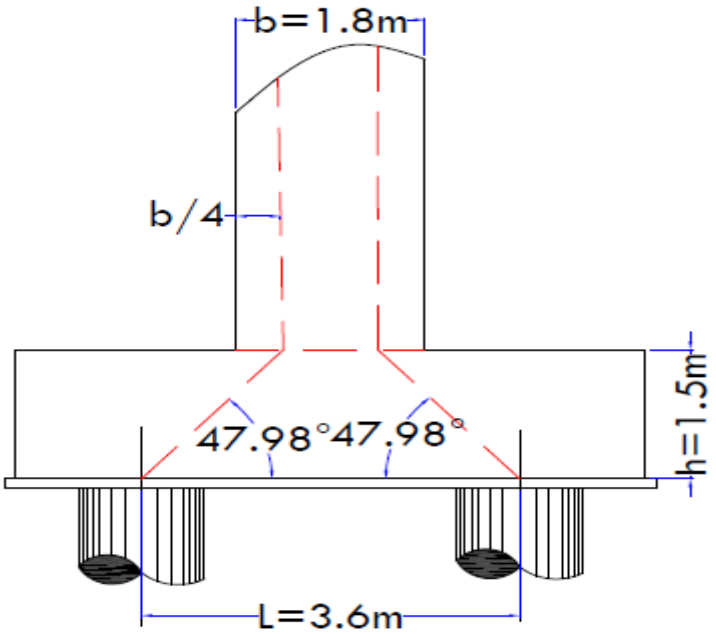


Figure XII.30 Application de la méthode des bielles

On a 1,5 m ≥ 1,35 m. **Vérifier**

$\tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}} = 1{,}11 \Rightarrow \alpha = 47{,}98° > 45°$. **Vérifier**

Les conditions de la méthode des bielles comprimées sont vérifiées donc on peut l'appliquée pour le ferraillage de la semelle.

$$A_s = \frac{N_1}{\overline{\sigma_a}} * \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

Tableau XII.25 Ferraillage transversale de semelle selon le cas normal et sismique

	$\overline{\sigma_a}$ (Mpa)	N_1 (t)	A_s (cm²)
Condition normal	266,67	326,23	110,02
Condition sismique	400	437,47	98,32

A_s = 110,02 cm². On choisit **14HA32** (**A_s = 112,56 cm²**).

Pour calculer l'espacement on utilise la formule suivante : $S_t = \frac{\varphi+H-d}{n-1}$.

Avec :

n : nombre de barre égale à 14.

d : enrobage égale à 10 cm.

Φ : diamètre des pieux égale à 1,2 m.

Donc $S_t = \frac{1,2+1,5-0,1}{14-1} = 0{,}2$ m. On prend S_t = 20 cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : L = H + Φ = 1,5 + 1,2 = 2,7 m.

❖ **Armatures longitudinales inferieures**

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

$A_{Li} = A_s/3 = 110,02/3 = 36,67$ cm². Soit **12HA20 (A_s = 37,68 cm²)** avec un espacement de S_t = 25 cm.

❖ **Armatures de construction**

✦ **Armatures transversales supérieures**

$A_{ts} = A_s/10 = 110,02/10 = 11$ cm². Soit **8HA14 (A_s = 12,32 cm²)** avec un espacement de S_t = 37 cm.

✦ **Armatures longitudinales supérieures**

$A_{Ls} = A_s/3 = 110,02/3 = 36,67$ cm². Soit **12HA20 (A_s = 37,68 cm²)** avec un espacement de S_t = 25 cm.

✦ **Armatures latérales**

$A_L = A_s/10 = 110,02/10 = 11$ cm². Soit **8HA14 (A_s = 12,32 cm²)** avec un espacement de S_t = 37 cm.

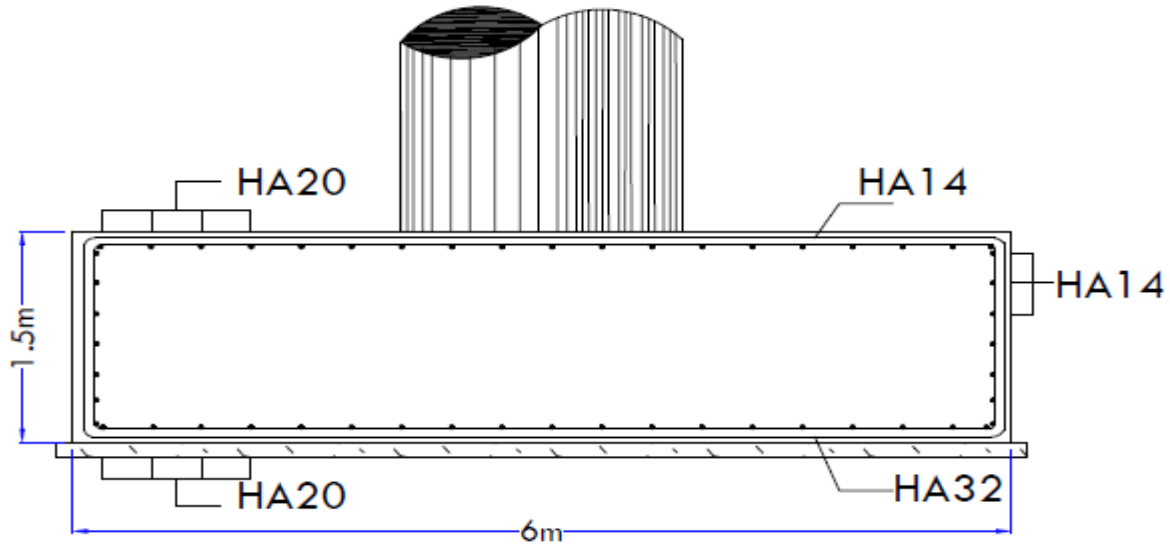


Figure XII.31 Ferraillage de la semelle

XII.7.5. Les pieux

XII.7.5.1. *Action sur les pieux*

Les pieux de la culée sont supposé encastré en tête de la semelle et libre en bas, ces pieux sont sollicités par un effort horizontal et un moment d'encastrement calculé par la méthode de WARNER.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton (E=33000MPa).
I : moment d'inertie du pieu (0,1018 m^4).
b : diamètre du pieu (1,2 m).
C_u : module de réaction du sol (25 MN/m^3).
L : longueur du pieu (20 m).
D'où : $\lambda = 0{,}22$; $\lambda L = 4{,}4$.

❖ **Effort tranchant en tête du pieu**

$$\overline{P} = \frac{H}{n}$$

A ELS : H= 28,8 t $\quad \overline{P} = 2{,}88$ t.
A ELA : H= 368,92 t $\quad \overline{P} = 36{,}89$ t.

❖ **Moment d'encastrement**

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante : $\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{\overline{P}}{\lambda}$

A partir des abaques de WERNER qui sont en fonction de λL on tire $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \\ \lambda L = 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta P} = 1{,}26 \\ \chi_{\theta P} = 1{,}45 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \\ \lambda L = 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta M} = 1{,}54 \\ \chi_{\theta M} = 1{,}65 \end{cases}$$

Par l'interpolation linéaire on obtient :

$\chi_{\theta P} = 1{,}3$
$\chi_{\theta M} = 1{,}56$
Donc on a :
A ELS : $\overline{M} = -10{,}91$ t.m.
A ELA : $\overline{M} = -139{,}73$ t.m.

❖ **Détermination des moments tout le long du pieu**

$$M(z) = \overline{M} * \chi_{\theta M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} * \chi_{\theta P}$$

✦ **Condition normale**

$$M(z) = -10{,}91 * \chi_{\theta M} + \frac{2{,}88}{0{,}22} * \chi_{\theta P}$$

✦ **Condition sismique**

$$M(z) = -139{,}73 * \chi_{\theta M} + \frac{36{,}89}{0{,}22} * \chi_{\theta P}$$

Tableau XII.26 Valeurs des coefficients χθM, χθP et les moments en fonction de z

Z (m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
$\chi_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$\chi_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04
Condition normale	-5,61	-1,35	1,55	2,53	2,66	2,18	1,40	0,41
Condition sismique	-71,82	-17,32	19,85	32,42	34,10	27,95	17,89	5,31

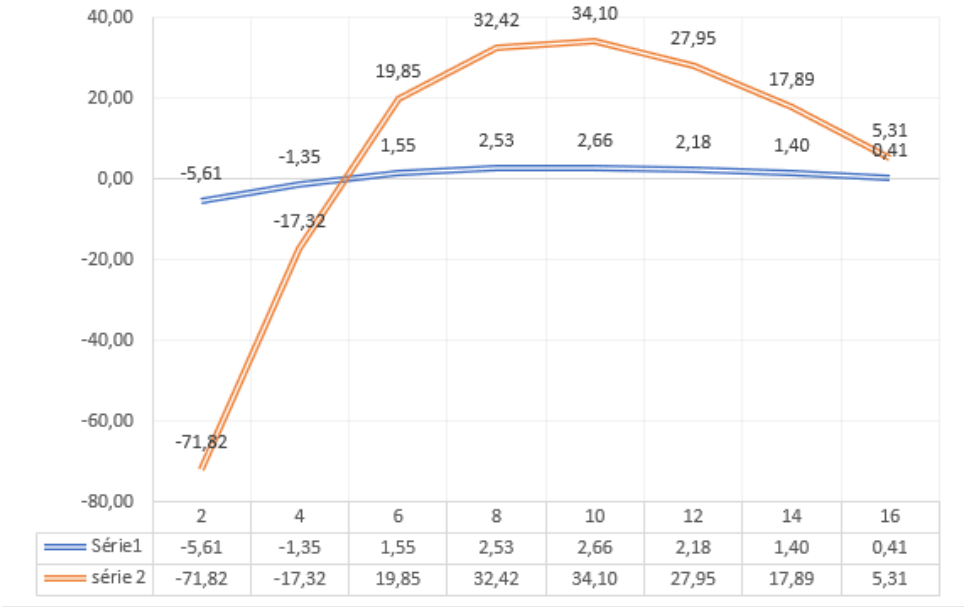


Figure XII.32 Diagramme du moment en fonction de la profondeur

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : M_{max} = -71,82 t.m.

XII.7.5.2. *Le ferraillage*

❖ **Armature longitudinale**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

N_{max} = 4,73 MN.

M_{max} = 0,72 MN.m.

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,06}{1,2} = 0,05$$

Avec :

h : l'enrobage.

D : diamètre de pieux.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0,17 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0,022 \end{cases}$$

Tel que :

$N_r = N_{max}$

$M_r = M_{max}$

β_ω : résistance du béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

ω = 0,22.

ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} * \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : aire totale de l'armature passive.

D'où :

$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{0,22*\pi*(0,6)^2*(24)}{400} = 135,72\ cm^2$. Soit **28HA25** (**$A_s$ = 137,48 cm²**).

$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{N} = \frac{2\pi*(0,6-0,06)}{24} = 14,13\ cm.$

❖ **Armatures transversales**

On prendra des cerces de **HA12** et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

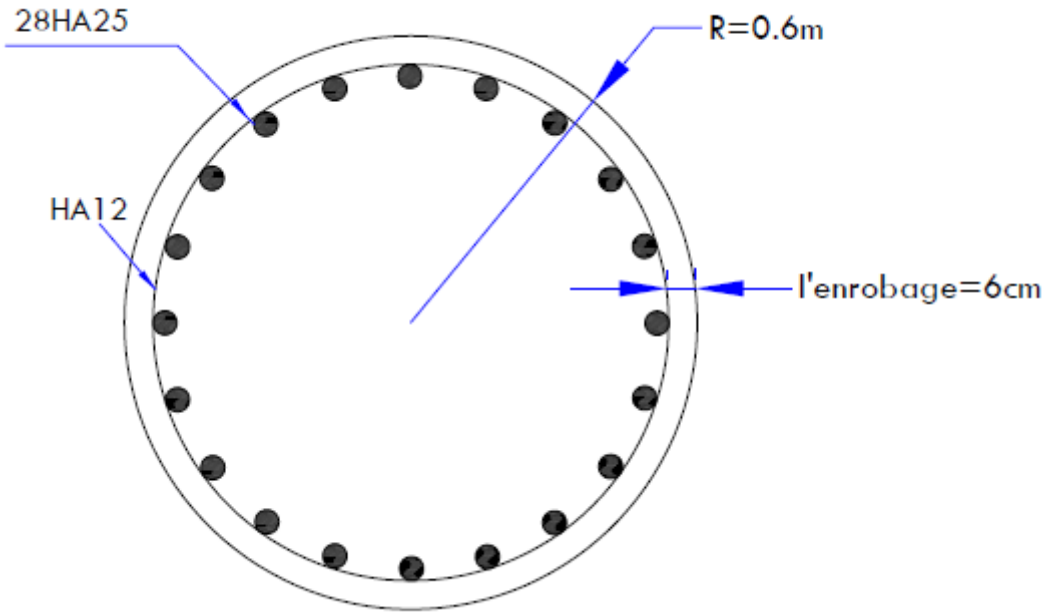


Figure XII.33 Ferraillage de pieu

XII.8. ETUDE SISMIQUE

Vu que notre ouvrage se situe dans une zone séismique moyenne, alors l'importance de la construction parasismique demeure obligatoire.

XII.8.1. Classification et données du RPOA

Pour effectuer l'étude sismique, on a besoin des caractéristiques suivantes :

- La zone sismique : Bejaïa, est classé dans la zone IIa de moyenne sismicité.
- Le groupe du pont : l'ouvrage projeté (VIADUC) est classé dans le groupe 2, pont important avec un coefficient d'accélération A = 0.20.

- Classification du site : le rapport géotechnique classe le site dans la catégorie S2 des terrains fermes.

XII.8.2. Analyse monomodale spectrale

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères

Suivants [15] :

- La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure. Sachant que notre ouvrage est un pont isostatique, cette condition peut être vérifiée avec l'inégalité suivante :

$$M_{pile} < 0{,}43\ M$$

Avec :

$M = G + \alpha Q$

G : masse totale du tablier (4 travées).

Q : Charge variable (surcharge) qui s'applique sur le pont.

α : Coefficient égale à zéro pour les ponts non urbains.

D'où :

$$M = G = 4 * M_{tablier} = 4041{,}38\ t.$$

$$M_{pile} = 834{,}23\ t.$$

$834{,}23 < 1737{,}79$ t. **Vérifier**

- Angle de biais : l'ouvrage étudié est par hypothèse droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.
- Angle de courbure : pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas de vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.
- La symétrie transversale, ce qui veut dire que la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette condition est vérifiée vue la symétrie géométrique et mécanique de notre ouvrage.

Vu que les conditions sont toutes vérifiées, on peut conclure que la méthode monomodale peut être utilisée.

XII.8.3. Séisme longitudinale

Dans la direction longitudinale, les effets sismiques sont déterminés par la formule suivante :

$$F = MS_{ae}^{h}(T, \xi)$$

Avec :

M : la masse totale mise en mouvement qui est égale à la masse du tablier déjà calculer précédemment (M = 4041,38 t).

$S_{ae}^{h}(T,\xi)$: Accélération spectrale du spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système T.

XII.8.3.1. *Spectre de réponse élastique*

Le spectre de réponse élastique S_{ae}^{h} pour les deux composantes horizontales est données en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage : [15]

$$S_{ae}^{h}(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_1 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).

T_1, T_2 : Période caractéristique du site S2 (T_1=0,15 s ; T_2=0,40 s).

S : Coefficient du site (S = 1,1).

A : Coefficient d'accélération dépendant de la zone sismique et du groupe de pont (A = 0,2).

ξ : Taux d'amortissement (ξ = 5 %).

η : facteur de correction de l'amortissement égale à 1.

❖ **La période fondamentale du système**

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : la raideur totale du système.

❖ **La raideur totale du système**

La rigidité totale du système K est égale à la somme des rigidités d'appuis.

$$K = 2K_{culée} + K_{pile2} + K_{pile3} + K_{pile4}$$

✦ **Raideur totale de la culée**

$$K_{culée} = \frac{1}{\dfrac{1}{K_{culée}} + \dfrac{1}{K_{d'appui}}}$$

Etant donné que la culée est infiniment rigide, alors la rigidité totale de la culée est celle de ses appareils d'appuis.

$$K_{culée} = K_{d'appui}$$

$$K_{d'appui} = n\frac{Gab}{e}$$

Avec :

n : nombre d'appareil d'appuis (7 pour la culée).

G : Module de cisaillement de l'appareil (G =1,2 MPa en condition sismique).

a, b : dimension en plan de l'appareil d'appuis (300×500) mm².

e : épaisseur de l'appareil d'appuis (e = 0,1 m).

$$K_{culée} = K_{d'appui} = 7 * \frac{1{,}2 * 0{,}3 * 0{,}5}{0{,}1} = 12{,}6\ MN/m$$

- **Raideur totale de la pile**

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{d'appui}}}$$

Avec :

$$K_{d'appui} = 14 * \frac{1{,}2 * 0{,}3 * 0{,}5}{0{,}1} = 25{,}2\ MN/m$$

$$K_{fut} = n\frac{3E_{ij}I_y}{h^3}$$

n : Le nombre de fut dans chaque pile (n= 3).

E_{ij} : module de déformation instantanée (33000 Mpa).

I_y : moment d'inertie longitudinale d'un fût égale à 0,52 m^4.

h : La hauteur du fût dans chaque pile.

Tableau XII.27 La raideur des futs de chaque pile

Piles	Pile°2	Pile°3	Pile°4
H_{fut} (m)	11,3	11,9	11,7
K_{fut} (MN/ml)	107,03	91,65	96,43

En appliquant ensuite la formule précédente on trouve la raideur des piles suivantes :

Tableau XII.28 La raideur des piles

Piles	Pile°2	Pile°3	Pile°4
K_{pile} (MN/ml)	20,4	19,76	19,98

Donc la raideur totale du système est :

K = 2*12,6 + 20,4 + 19,76 + 19,98 = 85,34 MN/ml.

Ces résultats nous permettent de calculer la période fondamentale du système :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 4{,}32\ s$$

$$T > 3s$$

Donc : $S_{ae}^{h}(T,\xi) = 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) = 2{,}5 * 0{,}2 * 9{,}81 * 1{,}1 * \left(\frac{3*0{,}4}{(4{,}32)^2}\right) = 0{,}35\ m/s^2$.

L'effort sismique longitudinale est égale à :

F = 14,14 MN.

XII.8.3.2. *Répartition de la force horizontale*

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur les appuis selon les formules suivantes :

$$F_{culée} = F * \frac{K_{culée}}{K}$$

$$F_{pile} = F * \frac{K_{pile}}{K}$$

Tableau XII.29 La répartition des efforts longitudinaux aux appuis

Appuis	Culée°1	Pile°2	Pile°3	Pile°4	Culée°5
K_{appuis} (MN/ml)	12,6	20,4	19,76	19,98	12,6
K (MN/ml)	85,34	85,34	85,34	85,34	85,34
F(MN)	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14
F_{appuis} (MN)	2,09	3,38	3,27	3,31	2,09

XII.8.3.3. *Evaluation des déplacements*

Les déplacements que subie le tablier et les piles se traduisent sous ces formules :

❖ **Déplacement du tablier**

$$d_{tablier} = \left(\frac{T^2}{4\pi^2}\right) * S_{ae}^{h}(T,\xi) = 0{,}17\ m.$$

❖ **Déplacement des piles**

$$d_{pile} = \frac{F_{pile}}{K_{pile}}$$

Tableau XII.30 Les déplacements de chaque pile

Piles	Pile°2	Pile°3	Pile°4
K_{pile} (MN/ml)	20,4	19,76	19,98
F_{pile} (MN)	3,38	3,27	3,31
d_{pile} (m)	0,17	0,17	0,17

XII.8.4. Séisme transversale

Dans la direction transversale la condition du tablier rigide L/B ≤ 5 n'est pas vérifier, sachant que L est la longueur totale du tablier est B sa largeur.

L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0{,}95 < T/T_{i+1} \leq 1{,}05$$

Dans de nombreux cas l'action sismique transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes.

Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i^{ème} pile peuvent être évaluées de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente : [32]

$$F_i = M_i S_{ae}^h(T_i, \xi)$$

Avec :

M_i : La masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile).

$$M_i = M_{tablier} * \frac{1}{2} * M_{pile}$$

T_i : La période fondamentale de la i^{ème} pile.

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

K_i : La rigidité de la i^{ème} pile.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{d'appui}}}$$

$$K_{d'appui} = n\frac{Gab}{e}$$

$$K_{fut} = n\frac{3E_{ij}I_x}{h^3}$$

$$I_x = nI_y + 2Sd^2$$

Sachant que :

n : le nombre de fut dans chaque pile (n = 3).

E_{ij} : module de déformation instantanée (33000 Mpa).

I_y : moment d'inertie longitudinale d'un fût égale à 0,52 m^4.

S : l'aire de la section transversale d'un fût égale à 2,54 m^2.

d : l'entraxe entre les fûts égale à 5,4 m.

Dans le tableau ci-après, on résume tous les résultats de cette partie :

Tableau XII.31 Résultats des périodes Ti de chaque pile

Piles	h (m)	I_x (m^4)	K_{fut} (MN/ml)	K_{appui} (MN/ml)	K (MN/ml)	M (Kg)	T (s)	T/T_{i+1}
Pile°2	11,3	149,69	30811,57	12,6	12,59	4452577,5	3,34	1
Pile°3	11,9	149,69	26382,04	12,6	12,59	4458495	3,34	
Pile°4	11,7	149,69	27758,22	12,6	12,59	4456387,5	3,34	

D'après ce tableau on remarque que la condition est vérifiée. Donc l'accélération du système est :

$$S_{ae}^{h}(T,\xi) = 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)$$

Tableau XII.32 La répartition des efforts transversaux aux appuis

Piles	**Pile°2**	Pile°3	Pile°4
T (s)	3,34	3,34	3,34
S_{ae}^{h} (m/s²)	0,58	0,58	0,58
F_i (MN)	25,82	25,86	25,85

XII.8.5. Séisme vertical

Pour l'effort sismique vertical, il est calculé par la formule suivante :

$$R_i = ab\mu L$$

Avec :

a : paramètre caractérisant l'accélération du sol en fonction de la classe du pont, la zone sismique et la géométrie du site ($a = \alpha A S_{ae}^{v}(T)$).

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale (α= 0,7 pour la zone sismique IIa).

μ : la masse linéaire du tablier égale à 28,87 t/ml.

L : longueur de la travée principale égale à 35 m.

b : paramètre qui quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage normalisé, sachant que le viaduc est à travées identiques alors on peut le considérer comme une seule travée b = 0,41.

$$S_{ae}^{v}(T) = 2{,}5\eta\alpha Ag\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) = 0{,}22\ m/s^2$$

Donc :

a = 0,7*0,2*0,22 = 0,031 m/s².

R_i = 0,031*0,41*28,87*35 = 0,12 MN.

La force verticale au niveau de la culée est égale à :

$R_{culée}$ = 0,12 MN.

Et au niveau de la pile :

R_{pile} = 0,24 MN.

XII.8.6. L'effort sismique dans chaque direction

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique :

$$E_1 = E_x + 0{,}3E_y + 0{,}3E_z$$

$$E_2 = 0{,}3E_x + E_y + 0{,}3E_z$$

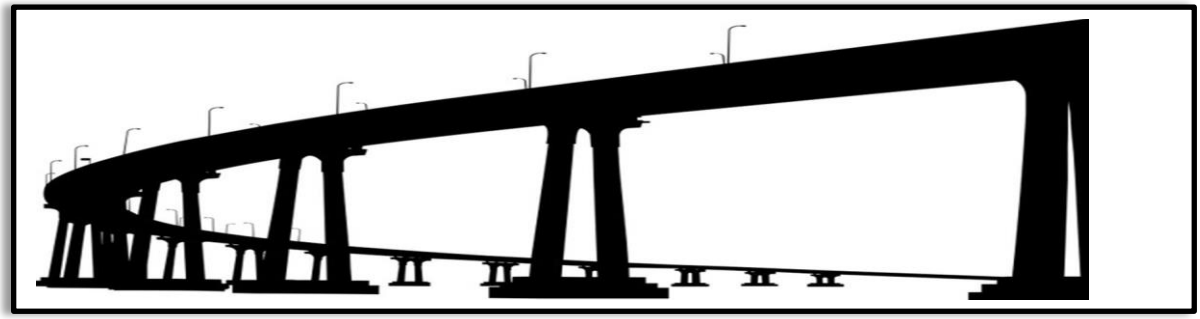
$$E_3 = 0{,}3E_x + 0{,}3E_y + E_z$$

Tableau XII.33 Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison

Pile	E_x	E_y	E_z	E_1	E_2	E_3
Pile°2	3,38	25,82	0,24	11,20	26,91	9,00
Pile°3	3,27	25,86	0,24	11,1	26,91	8,98
Pile°4	3,31	25,85	0,24	11,14	26,92	8,99

XII.9. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque si l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou moyennement élevée qui est le cas de notre zone.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur, il m'a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales, les connaissances requises durant les cinq ans de formation, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension.

Dans ce travail, on a fait la conception et le dimensionnement des éléments constituants le pont, ainsi que la vérification de la stabilité des appuis (Pile et Culée) ; on a aussi utilisé des logiciels comme moyen de calcul, ces derniers sont nécessaires pour étudier le comportement du pont en termes d'efforts et de déformations.

Enfin à travers ce projet de fin d'étude nous pouvons faire un grand pas dans le domaine et intégrer le milieu professionnel.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres

Préfabriquées par post tension (VIPP).

[2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.

[3] : Mr. BENREDOUANE. Cours de Béton Armé, ENSTP 2018/2019.

[4] : Fascicule N°67 Titre I, étanchéité des ponts routes support en béton de ciment.

[5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.

[6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.

[7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).

[8] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.

[9] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.

[10] : R. Barrès et Ch. Massonnet, "le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes", Dunod, Paris 1966. Code ENIT : D13.

[11] : http://www.planetetp.com/IMG/pdf/Le_principe_du_beton_precontraint_cle01d893.

[12] : Fascicule N°62-Titre I-Section II, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.

[13] : Fascicule N°62-Titre I-Section I, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.

[14] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.

[15] : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA2008.

[16] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC.

[17] : Basoz, N. I., Kiremidjian, A. S., King, S. A., Law, K. H. (1999). Statstical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge. CA, Earthquake, Earthquake spectra, vol. 15, no 1, P. 25-54.

[18] : Tinawi, R., Tremblay, S., Filiatrault, A. (1993a). Étude du comportement séismique des ponts et viaducs du Québec. Coll. Rapport, Ecole Polytechnique de Montréal, Canada.

[19] : Priestley, M.J.N, F., Calvi, G. M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges, New York, J. Wiley and Sons, xvii, 686 p.

[20] : R. Land, S. Post. Seismic Design Methodology, January 1999.

[21] : Construction en béton, Introduction à la norme SIA262, Dimensionnement parasismique, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zurich, 2003.

[22] : Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley-Interscience publication, New York, 744p.

[23] : H. Bachmann, Dimensionnement en capacité, 2002.

[24] : Gomes, A., Appleton, J. (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling, Engineering Structures, volume 19, numéro 10, p. 822-826.

[25] : Park, Y. R. A. &. K. S., 1988. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. s.l., Proceedings of the 9th World Conference of Earthquake Engineering. pp. 211 216.

[26] : Bougioukos, A., 2017. "Effects of strength hardening, stiffness degradation, strength deteriorarion and pinching on the seismic response of SDoF systems", Netherlands : these doctorat, Delf university of technology.

[27] : FEMA P440A, June 2009. Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response.

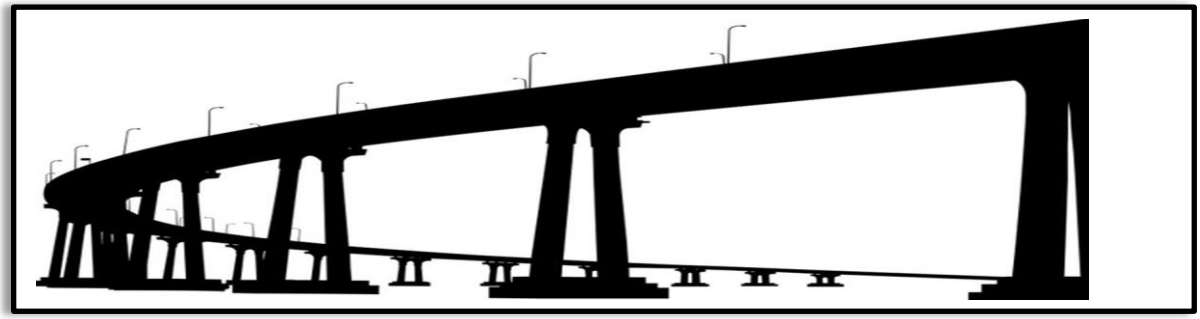
[28] : Rahnama, M. &. K. H., 1993. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands, s.l. : s.n.

[29] : Mme. Badaoui. Cours mécanique des sols.

[30] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[31] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferraillages types.

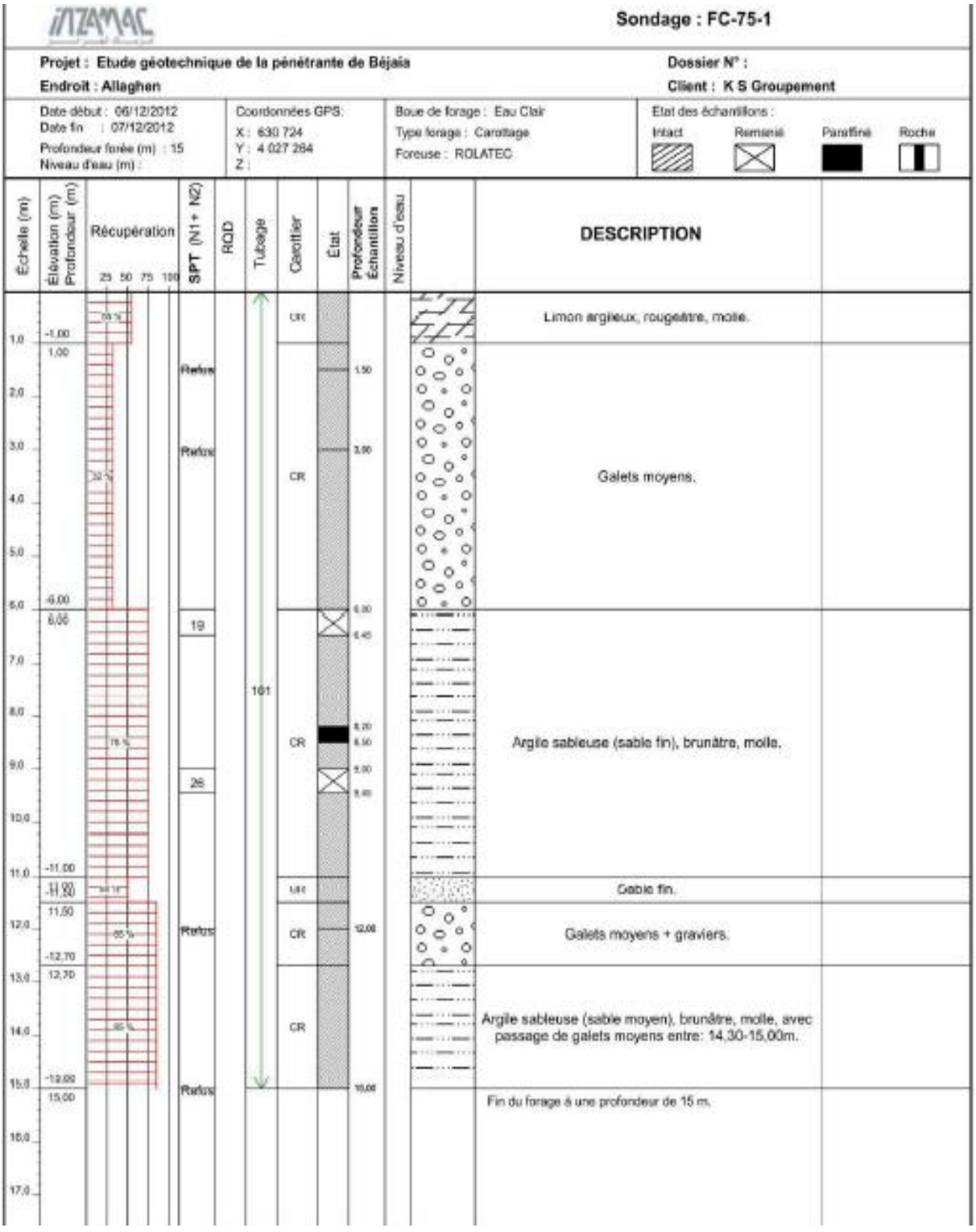
[32] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.



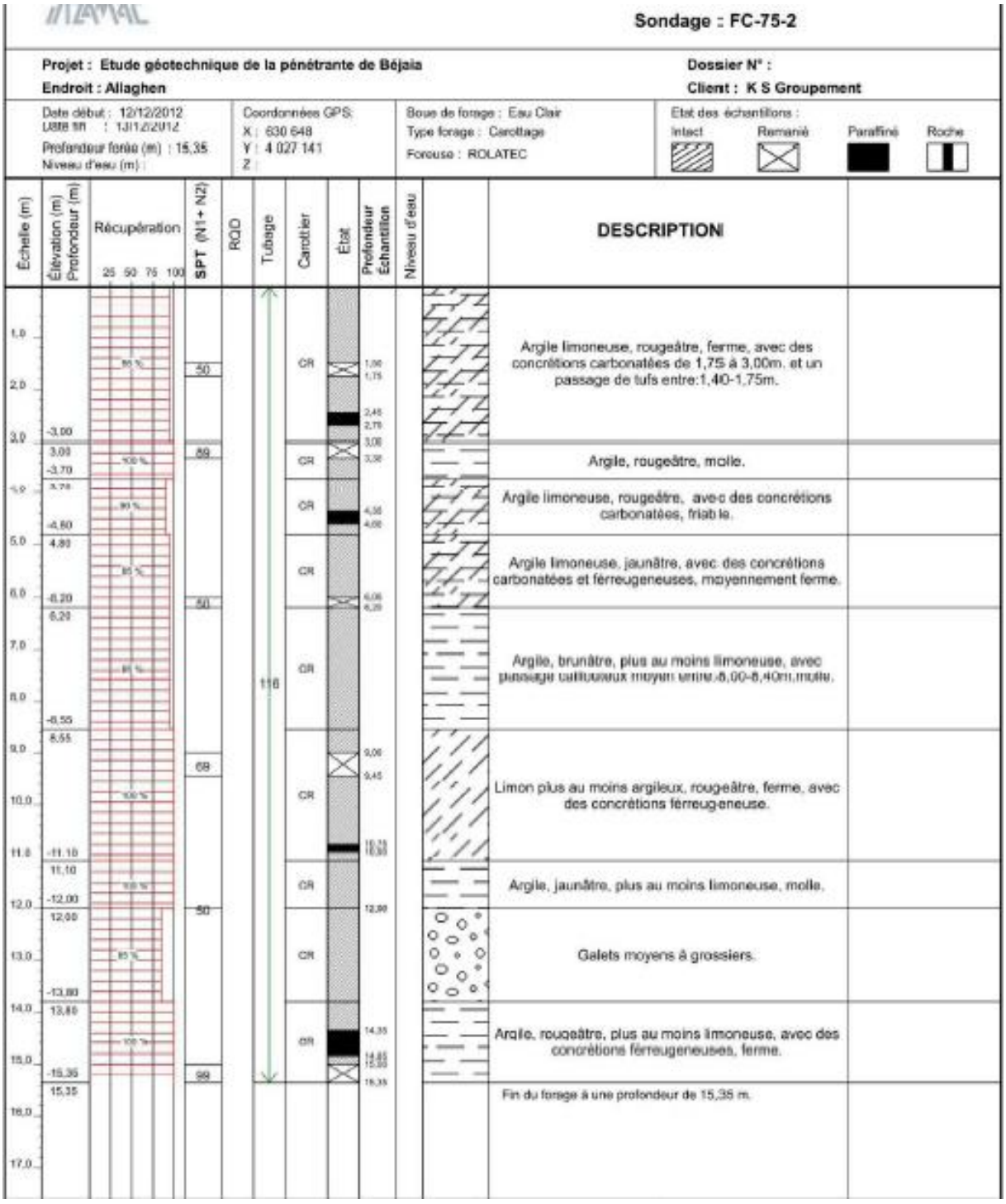
ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

- **RESULTAT DU SONDAGE**

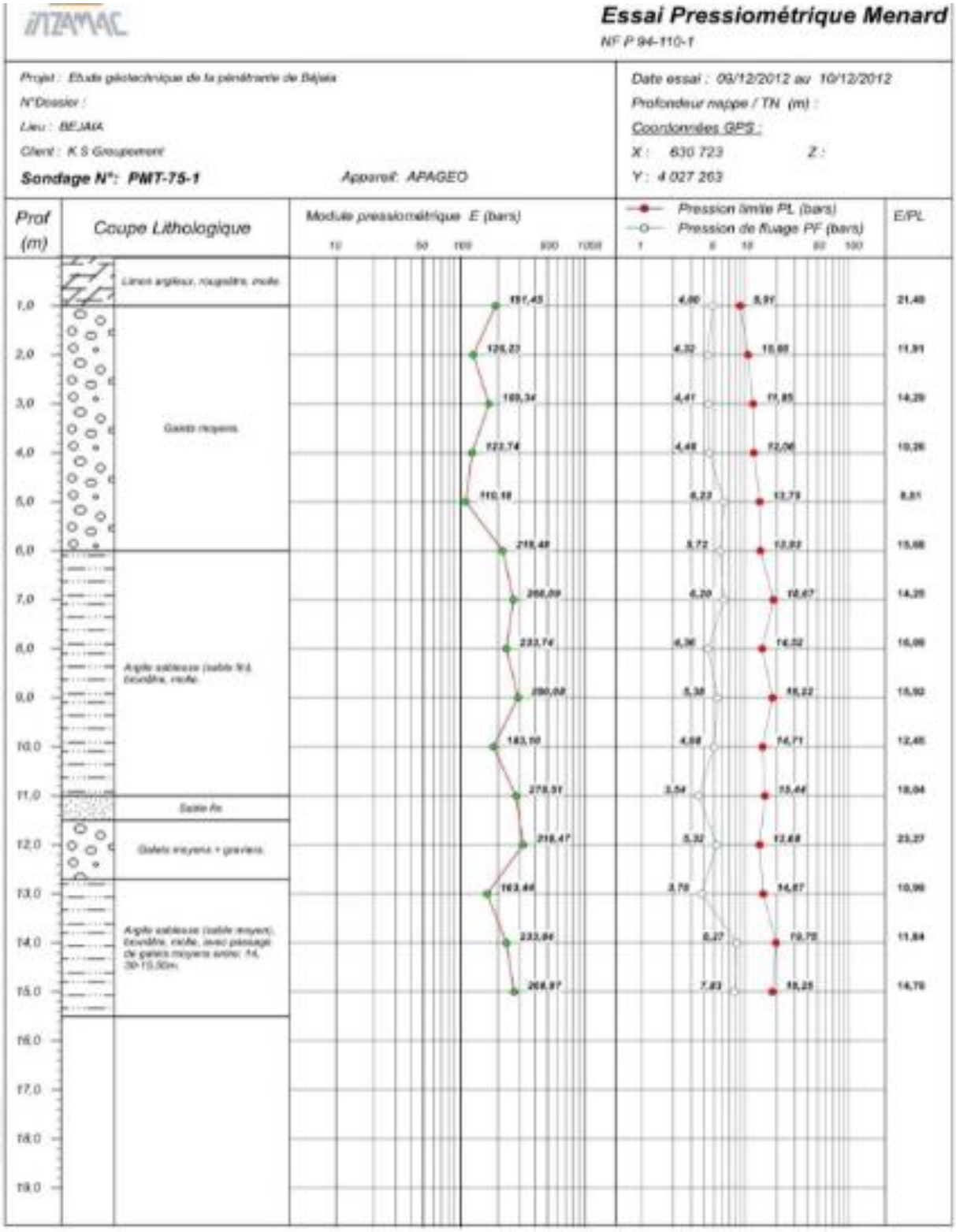


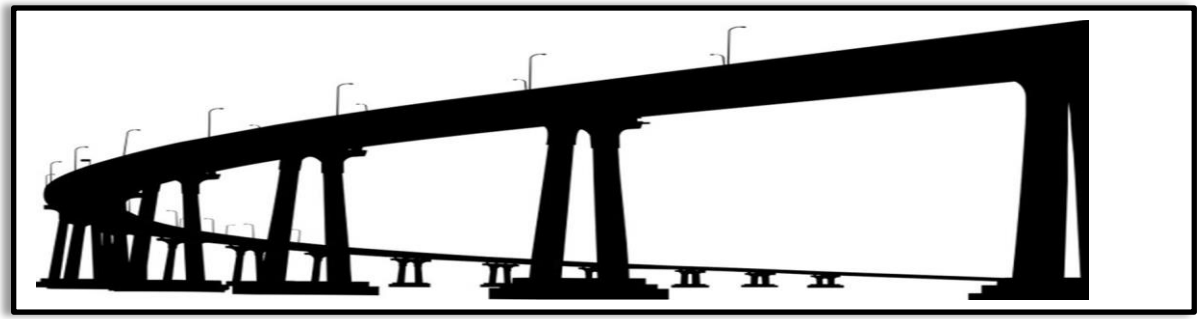
ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES



ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

- **RESULTAT DU SONDAGE AU PRESSIOMETRE**





ANNEXE B. ETUDE DE TABLIER

- **LES COEFFECIENTS K_α ET ε_α**

La charge A(L)			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr (m)	Kαmoy (m)
Poutre 1	6,3742	3,5	**1,821**
Poutre 2	7,1019	3,5	**2,0291**
Poutre 3	4,7182	3,5	**1,348**
Poutre 4	1,9316	3,5	**0,552**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre 1	12,4213	7	**1,774**
Poutre 2	10,2084	7	**1,458**
Poutre 3	6,1628	7	**0,880**
Poutre 4	2,1560	7	**0,308**
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	14,1436	10,5	**1,347**
Poutre 2	10,6958	10,5	**1,019**
Poutre 3	6,2963	10,5	**0,600**
Poutre 4	2,2107	10,5	**0,211**
Système de charge Bc			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	K1	K2	Kαmoy (m)
Poutre 1	1,2316	2,0175	**1,625**
Poutre 2	2,1439	1,906	**2,025**
Poutre 3	1,858	1,0415	**1,450**
Poutre 4	0,9507	0,3396	**0,645**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre			
Poutre 1	3,4192	3,9493	**1,842**
Poutre 2	3,8645	2,836	**1,675**
Poutre 3	2,7028	1,5027	**1,051**
Poutre 4	1,2068	0,3975	**0,401**
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	5,1805	4,8535	**1,672**
Poutre 2	4,6085	3,086	**1,282**
Poutre 3	3,0889	1,556	**0,774**
Poutre 4	1,231	0,41	**0,274**
Système de charge Bt			
Cas 1 : Un tandem			
Poutre 1	1,342	2,1022	**1,722**
Poutre 2	2,1439	1,9075	**2,026**
Poutre 3	1,858	1,043	**1,451**
Poutre 4	0,9507	0,3402	**0,645**
Cas 2 : Deux tandems			

Poutre 1	3,699	3,7708	**1,867**
Poutre 2	3,6766	2,6531	**1,582**
Poutre 3	2,5382	1,4301	**0,992**
Poutre 4	1,134	0,3642	**0,375**
Système de charge Br			
Poutre 1	2,3995		**2,3995**
Poutre 2	2,2751		**2,2751**
Poutre 3	2,3421		**2,3421**
Poutre 4	4,043		**4,043**
Système de charge Mc 120			
Poutre	Surface(m²)	La largeur roulable Lr	Kαmoy (m)
Poutre 1	3,6778	2	**1,839**
Poutre 2	2,9594	2	**1,479**
Poutre 3	1,7807	2	**0,890**
Poutre 4	0,5158	2	**0,2579**
Système de charge D240			
Poutre 1	6,9934	3,3	**2,119**
Poutre 2	5,178	3,3	**1,569**
Poutre 3	2,6429	3,3	**0,801**
Poutre 4	0,7306	3,3	**0,221**
La surcharge de trottoirs			
Un seul trottoir			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr	Kαmoy (m)
Poutre 1	0,0767	1,25	0,061
Poutre 2	0,6013	1,25	0,481
Poutre 3	2,3527	1,25	1,882
Poutre 4	5,8248	1,25	4,660
Deux trottoirs			
Poutre 1	0,0885	1,75	0,0506
Poutre 2	0,6084	1,75	0,348
Poutre 3	2,3606	1,75	1,349
Poutre 4	5,8416	1,75	3,338

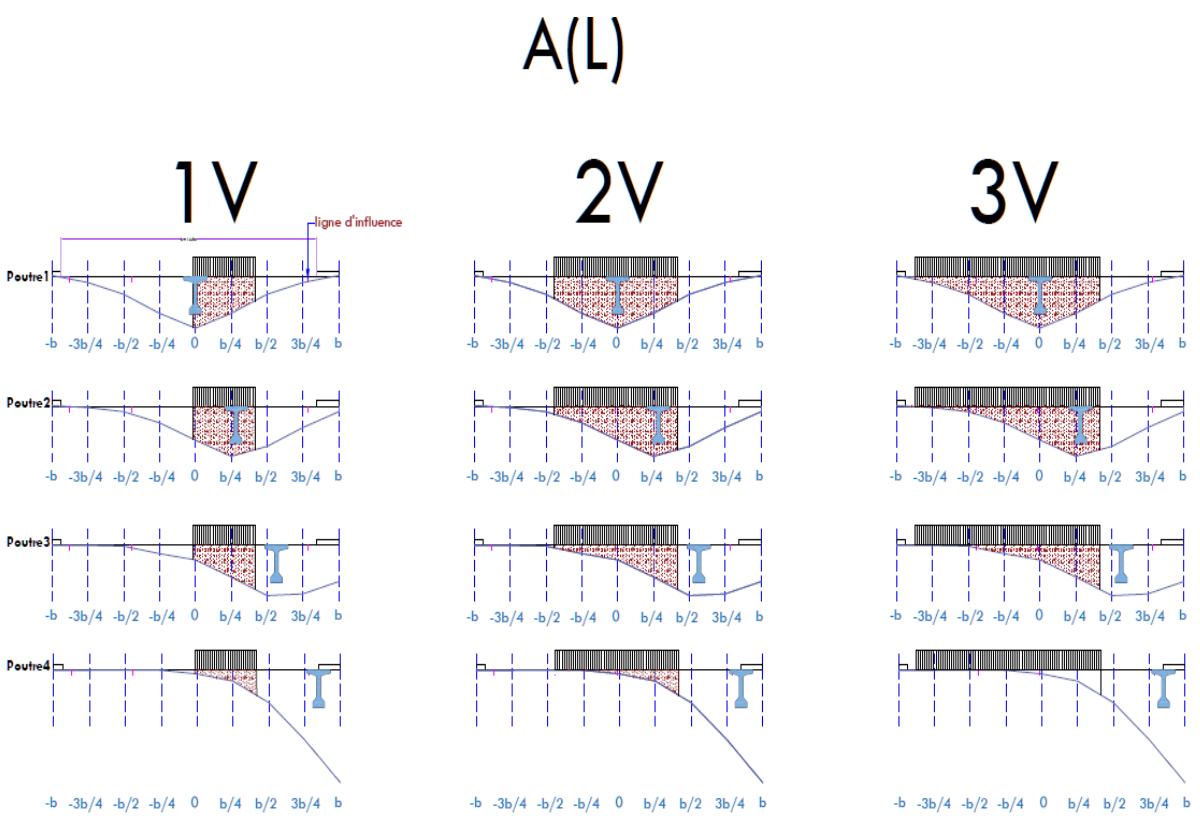
La charge A(L)			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr (m)	εαmoy
Poutre 1	0,9315	3,5	**0,266**
Poutre 2	0,9992	3,5	**0,285**
Poutre 3	0,7792	3,5	**0,223**
Poutre 4	0,3061	3,5	**0,087**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre 1	1,8968	7	**0,271**
Poutre 2	1,4842	7	**0,212**
Poutre 3	0,9348	7	**0,134**
Poutre 4	0,3217	7	**0,046**
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	2,0613	10,5	**0,196**
Poutre 2	1,5436	10,5	**0,147**
Poutre 3	0,9463	10,5	**0,090**
Poutre 4	0,002	10,5	**0,0002**
Système de charge Bc			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	ε_1	ε_2	εαmoy
Poutre 1	0,1986	0,372	**0,285**
Poutre 2	0,3999	0,345	**0,372**
Poutre 3	0,3341	0,1595	**0,247**
Poutre 4	0,1602	0,0478	**0,104**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre			
Poutre 1	0,6201	0,72	**0,335**
Poutre 2	0,6967	0,4905	**0,297**
Poutre 3	0,4594	0,2408	**0,175**
Poutre 4	0,1895	0,0514	**0,060**
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	0,9181	0,8617	**0,297**
Poutre 2	0,809	0,5247	**0,222**
Poutre 3	0,4902	0,2457	**0,123**
Poutre 4	0,1902	0,0497	**0,040**
Système de charge Bt			
Cas 1 : Un tandem			
Poutre 1	0,218	0,3966	**0,307**
Poutre 2	0,3999	0,3453	**0,373**
Poutre 3	0,3341	0,1597	**0,247**
Poutre 4	0,1602	0,0479	**0,104**

Cas 2 : Deux tandems			
Poutre 1	0,689	0,6721	**0,340**
Poutre 2	0,6518	0,4577	**0,277**
Poutre 3	0,4295	0,1905	**0,155**
Poutre 4	0,1748	0,0485	**0,056**
Système de charge Br			
Poutre 1	0,4829		**0,4829**
Poutre 2	0,4389		**0,4389**
Poutre 3	0,4455		**0,4455**
Poutre 4	0,6393		**0,6393**
Système de charge Mc 120			
Poutre	Surface(m²)	La largeur roulable Lr	εαmoy
Poutre 1	0,641	2	**0,321**
Poutre 2	0,4637	2	**0,232**
Poutre 3	0,258	2	**0,129**
Poutre 4	0,0934	2	**0,047**
Système de charge D240			
Poutre 1	1,003	3,3	**0,304**
Poutre 2	0,8943	3,3	**0,271**
Poutre 3	0,3769	3,3	**0,114**
Poutre 4	0,0923	3,3	**0,028**
La surcharge de trottoirs			
Un seul trottoir			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr	εαmoy
Poutre 1	0,0136	1,25	**0,011**
Poutre 2	0,0712	1,25	**0,057**
Poutre 3	0,3377	1,25	**0,270**
Poutre 4	0,8494	1,25	**0,680**
Deux trottoirs			
Poutre 1	0,0231	1,75	**0,013**
Poutre 2	0,0789	1,75	**0,045**
Poutre 3	0,3401	1,75	**0,194**
Poutre 4	0,8511	1,75	**0,486**

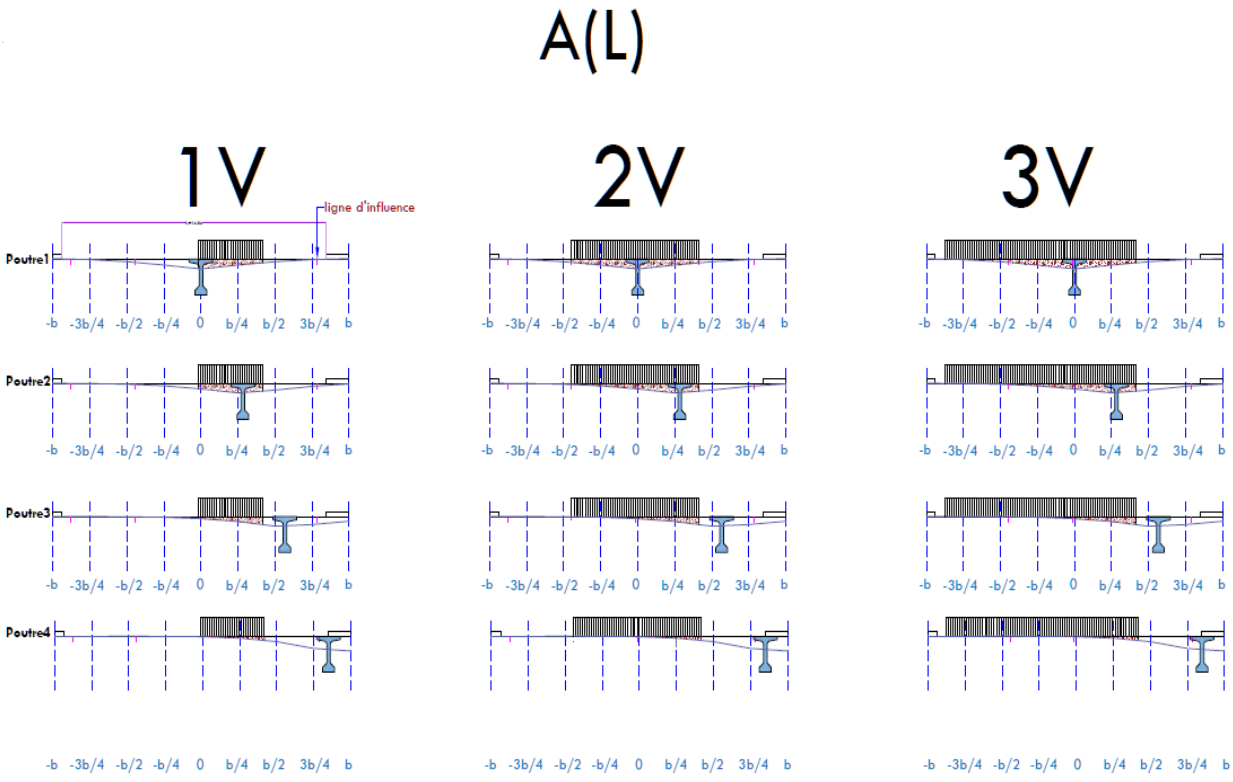
La charge A(L)			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr (m)	ε'αmoy
Poutre 1	1,2192	3,5	**0,348**
Poutre 2	1,3462	3,5	**0,385**
Poutre 3	0,8101	3,5	**0,231**
Poutre 4	0,3234	3,5	**0,092**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre 1	2,3483	7	**0,335**
Poutre 2	1,8878	7	**0,270**
Poutre 3	0,9376	7	**0,134**
Poutre 4	0,3440	7	**0,049**
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	2,5481	10,5	**0,243**
Poutre 2	1,8703	10,5	**0,178**
Poutre 3	0,9529	10,5	**0,091**
Poutre 4	0,0019	10,5	**0,0002**
Système de charge Bc			
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre	ε_1	ε_2	ε'αmoy
Poutre 1	0,1977	0,3999	**0,299**
Poutre 2	0,4336	0,3684	**0,401**
Poutre 3	0,3622	0,1588	**0,261**
Poutre 4	0,1671	0,0517	**0,109**
Cas 2 : 2 voies chargées			
Poutre	0,6582	0,7702	**0,357**
Poutre 1	0,744	0,5096	**0,313**
Poutre 2	0,4843	0,1958	**0,170**
Poutre 3	0,2	0,0566	**0,064**
Poutre 4			
Cas 3 : 3 voies chargées			
Poutre 1	0,9673	0,9051	**0,312**
Poutre 2	0,8494	0,533	**0,230**
Poutre 3	0,506	0,1917	**0,116**
Poutre 4	0,2015	0,0553	**0,043**
Système de charge Bt			
Cas 1 : Un tandem			
Poutre 1	0,2191	0,4301	**0,325**
Poutre 2	0,4336	0,3688	**0,401**
Poutre 3	0,3622	0,159	**0,261**
Poutre 4	0,1671	0,0518	**0,109**

Cas 2 : Deux tandems			
Poutre 1	0,7403	0,7126	**0,363**
Poutre 2	0,691	0,4743	**0,291**
Poutre 3	0,4524	0,1807	**0,158**
Poutre 4	0,1849	0,0532	**0,060**
Système de charge Br			
Poutre 1	0,5358		**0,5358**
Poutre 2	0,4812		**0,4812**
Poutre 3	0,4934		**0,4934**
Poutre 4	0,6223		**0,6223**
Système de charge Mc 120			
Poutre	Surface(m²)	La largeur roulable Lr	ε'αmoy
Poutre 1	0,6736	2	**0,337**
Poutre 2	0,5967	2	**0,298**
Poutre 3	0,2477	2	**0,124**
Poutre 4	0,0861	2	**0,043**
Système de charge D240			
Poutre 1	1,4398	3,3	**0,436**
Poutre 2	0,9329	3,3	**0,283**
Poutre 3	0,3644	3,3	**0,110**
Poutre 4	0,1028	3,3	**0,031**
La surcharge de trottoirs			
Un seul trottoir			
Poutre	Surface (m²)	La largeur roulable Lr	ε'αmoy
Poutre 1	0,0383	1,25	**0,031**
Poutre 2	0,034	1,25	**0,027**
Poutre 3	0,2889	1,25	**0,231**
Poutre 4	0,7899	1,25	**0,632**
Deux trottoirs			
Poutre 1	0,059	1,75	**0,034**
Poutre 2	0,0482	1,75	**0,028**
Poutre 3	0,2944	1,75	**0,168**
Poutre 4	0,7915	1,75	**0,452**

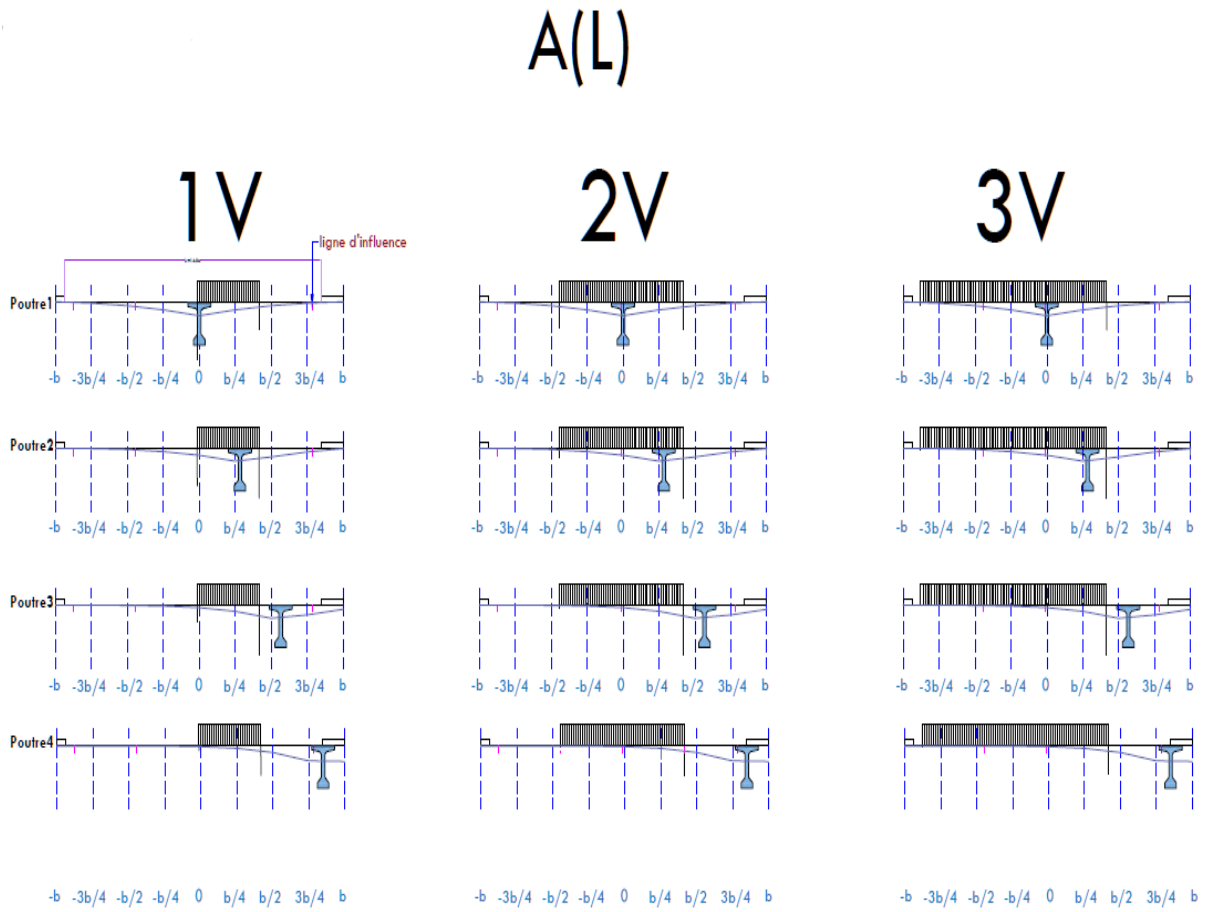
- **LIGNE D'INFLUENCE EXEMPLE A(L) POUR K_α**



- **LIGNE D'INFLUENCE EXEMPLE A(L) POUR ε_α**



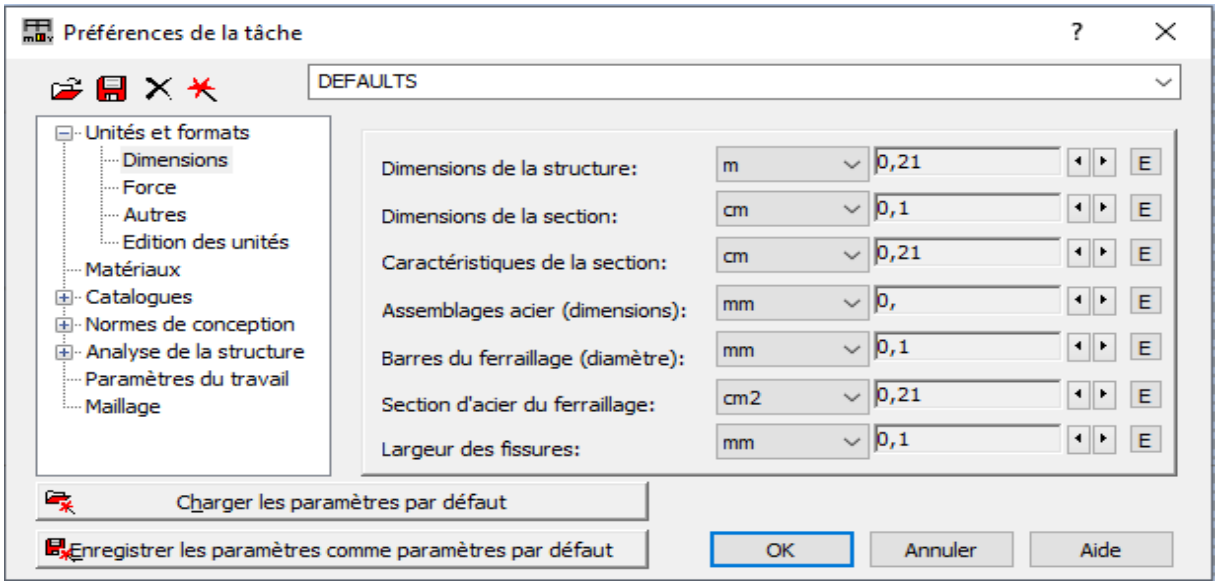
- **LIGNE D'INFLUENCE EXEMPLE A(L) POUR ε'$_\alpha$**

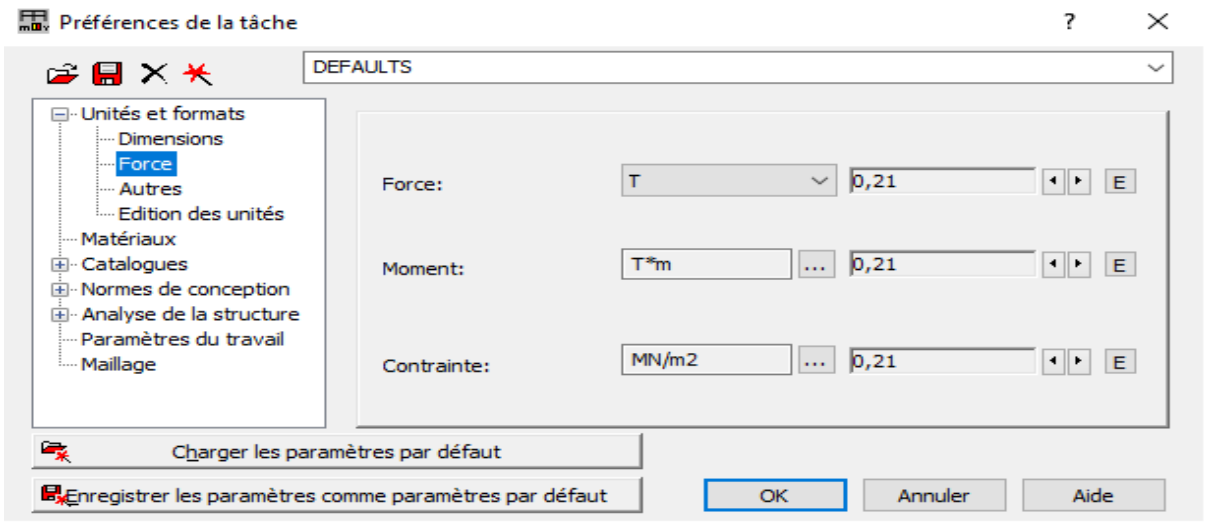


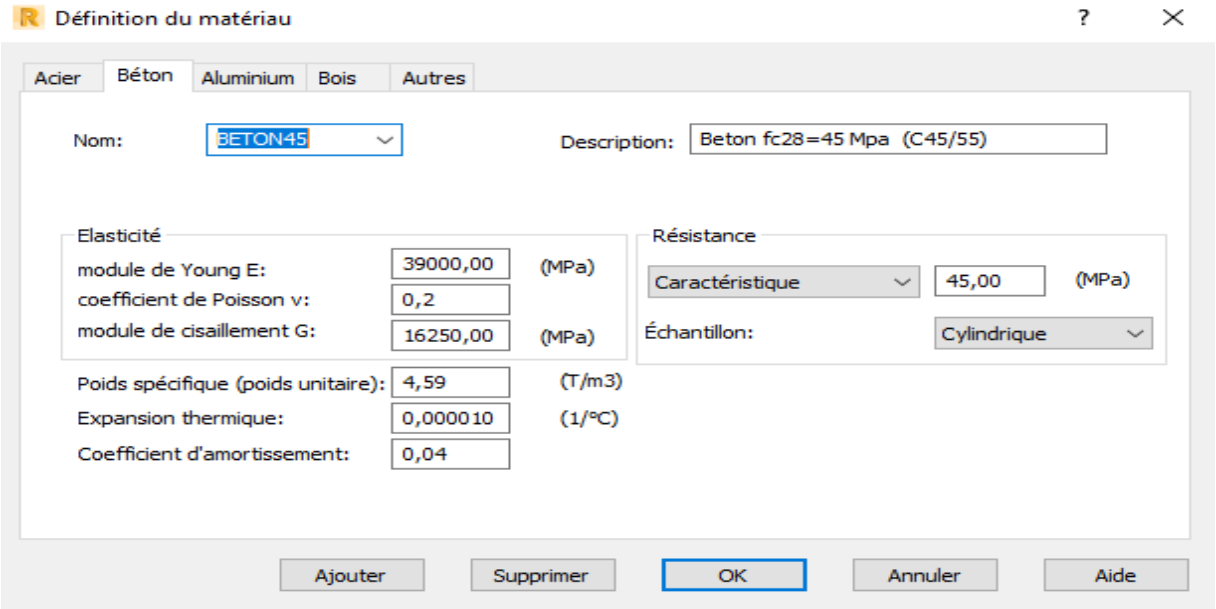
- **ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL**

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation du tablier avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

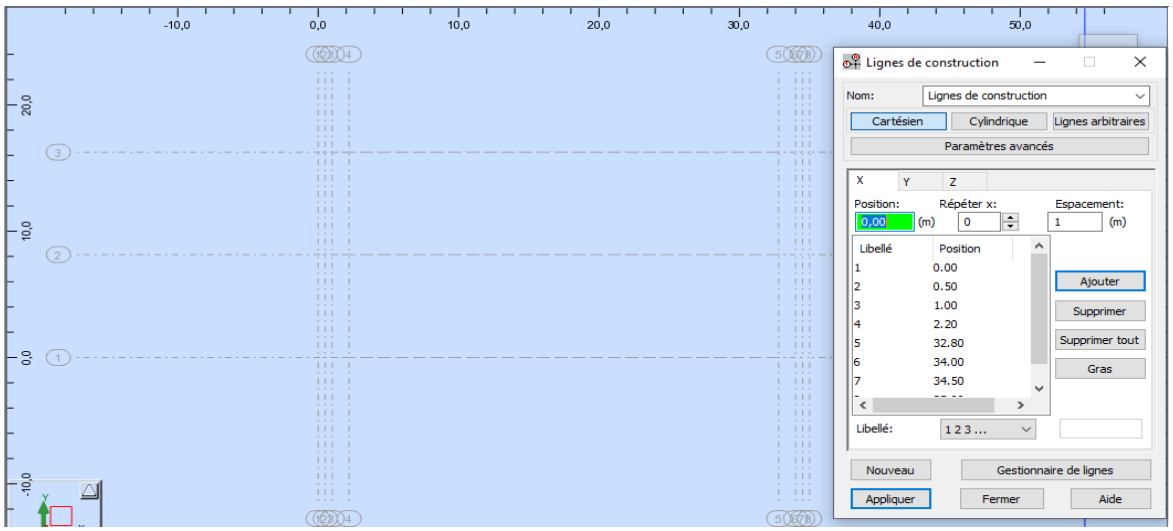
➢ On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau.



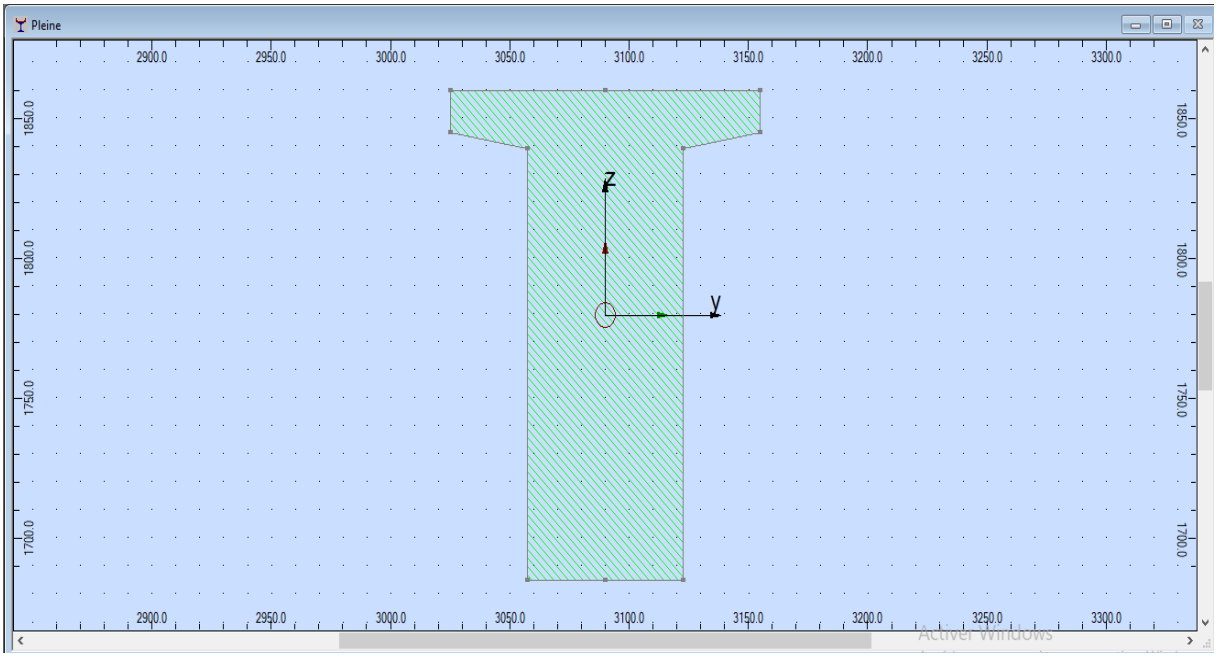


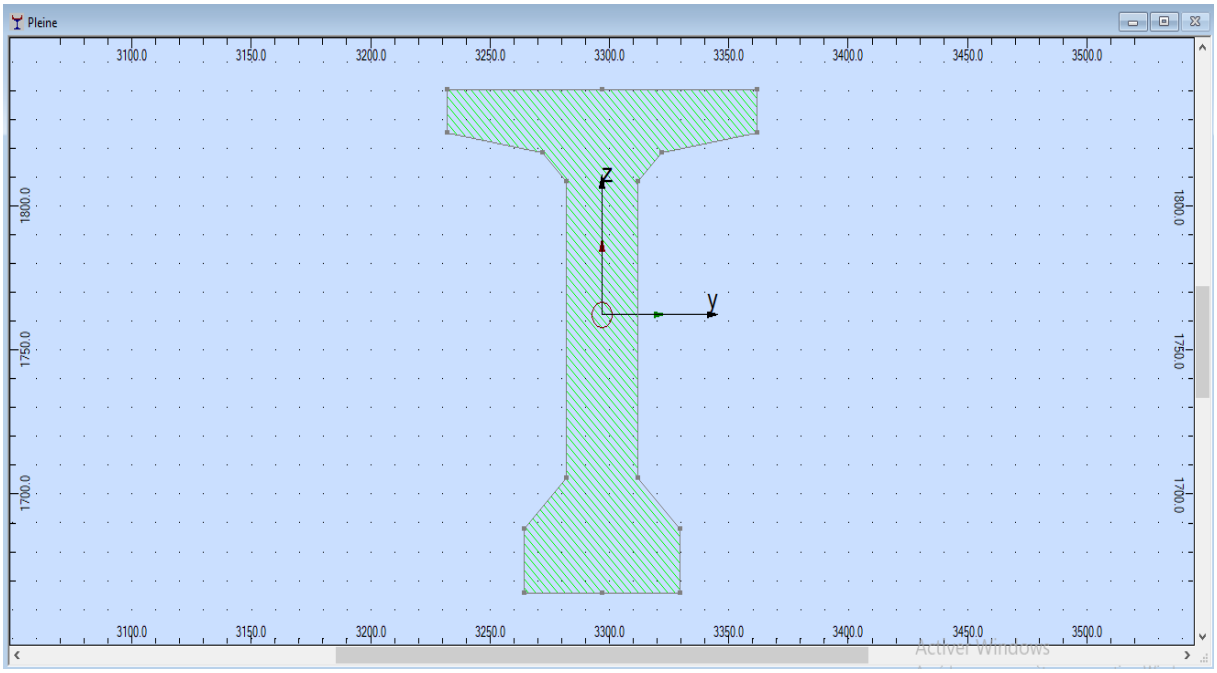


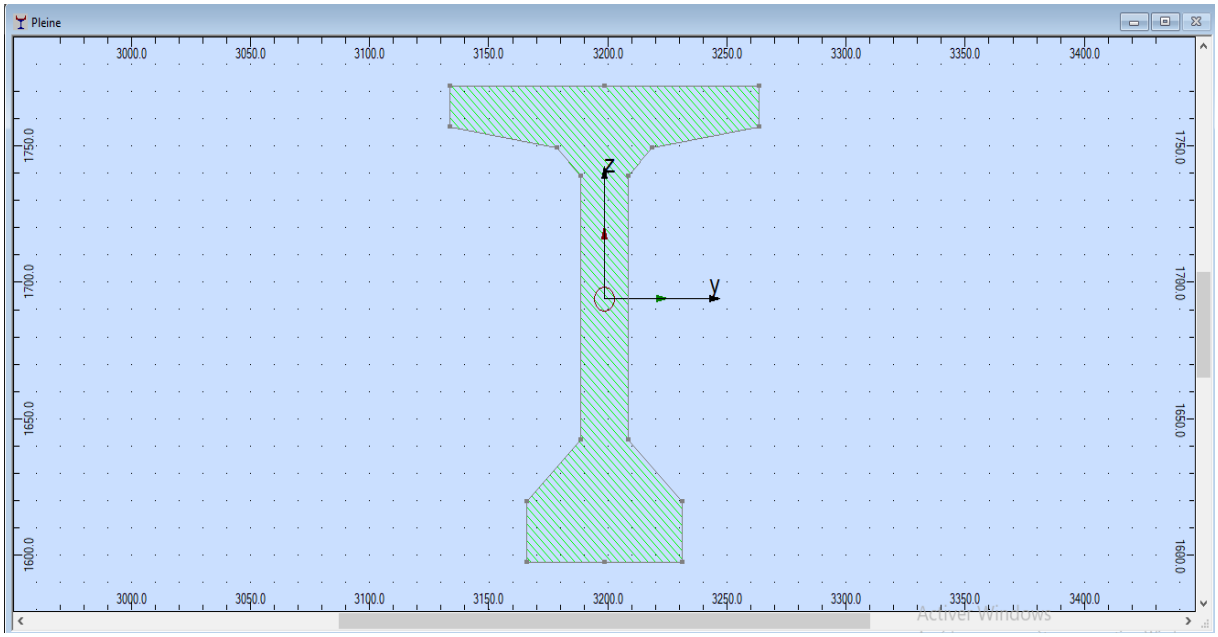
➢ Ensuite, on dessine les lignes de construction.



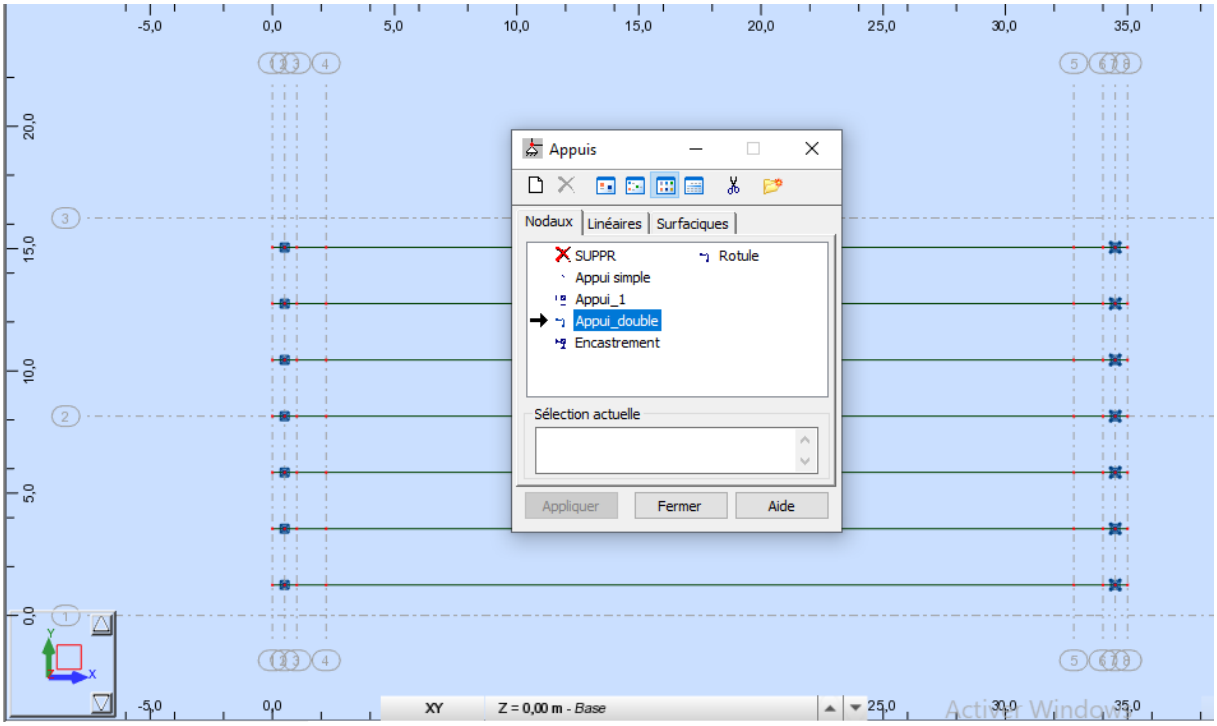
- On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.



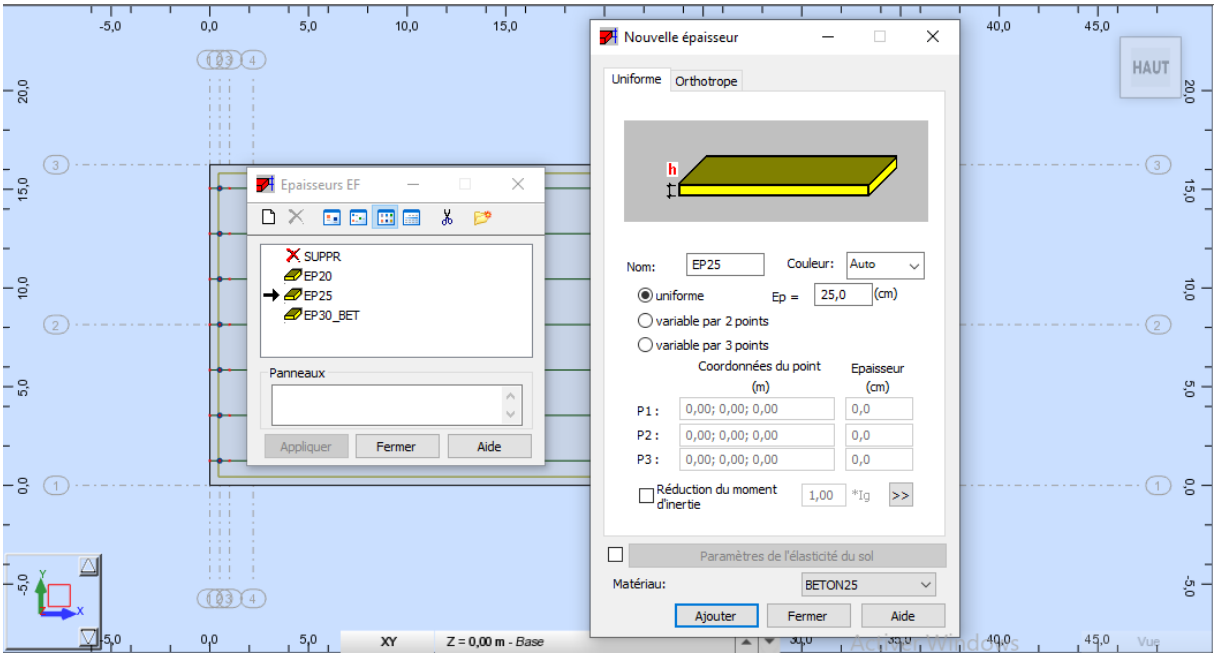




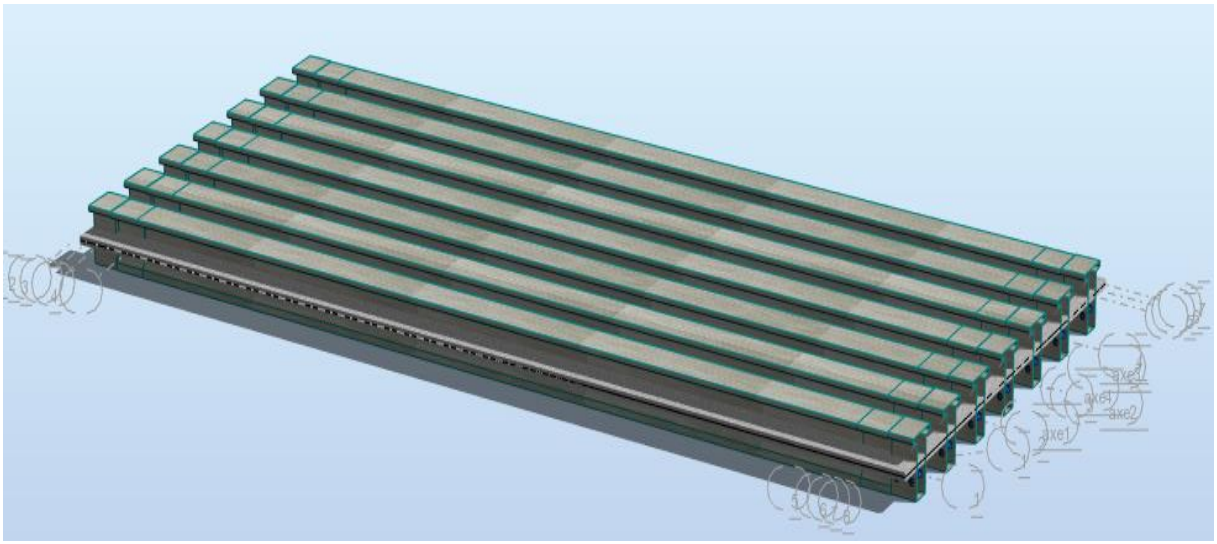
- Après le dessin des barres avec nos poutres, on définit les appuis de part et d'autre des poutres.



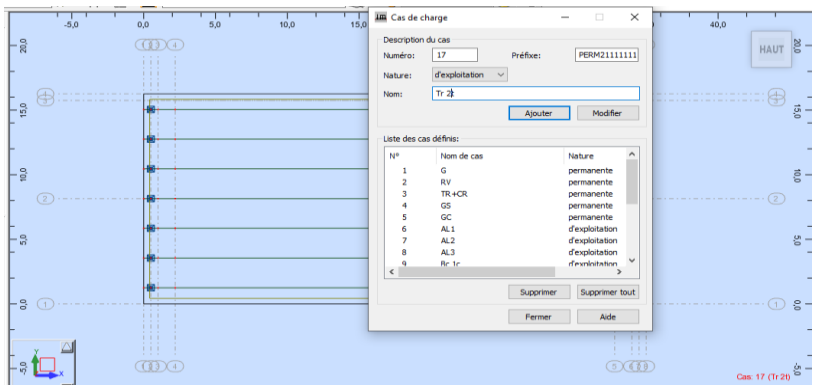
- Ensuite, on définit notre hourdis.



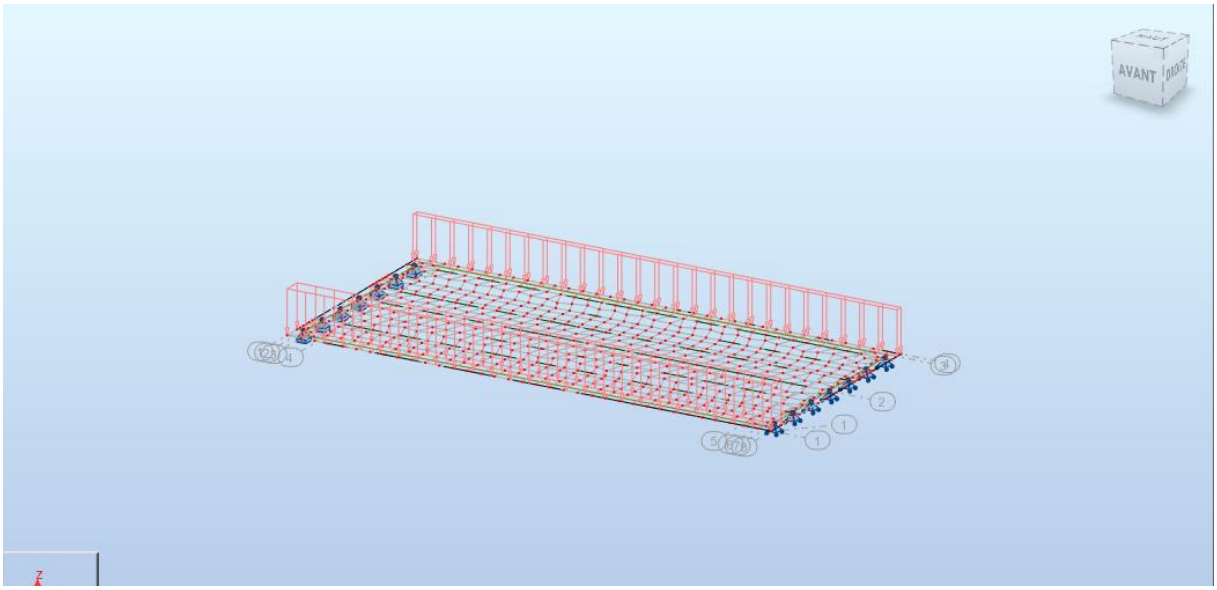
➢ Et on obtient le tablier suivant.

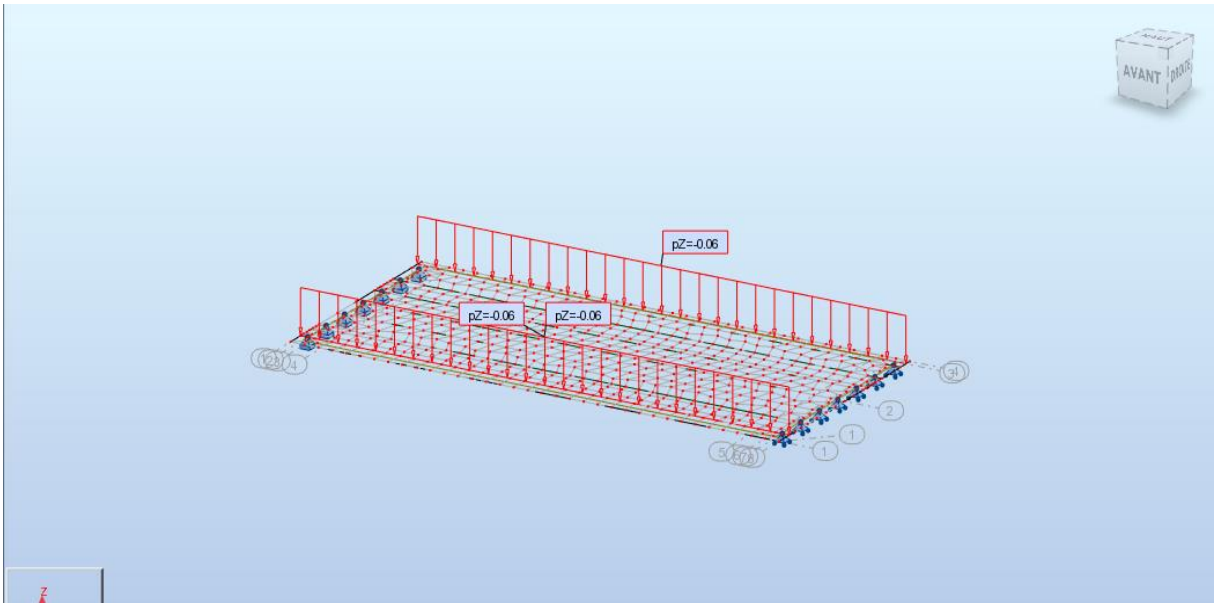


➢ On définit ensuite les cas de charges.

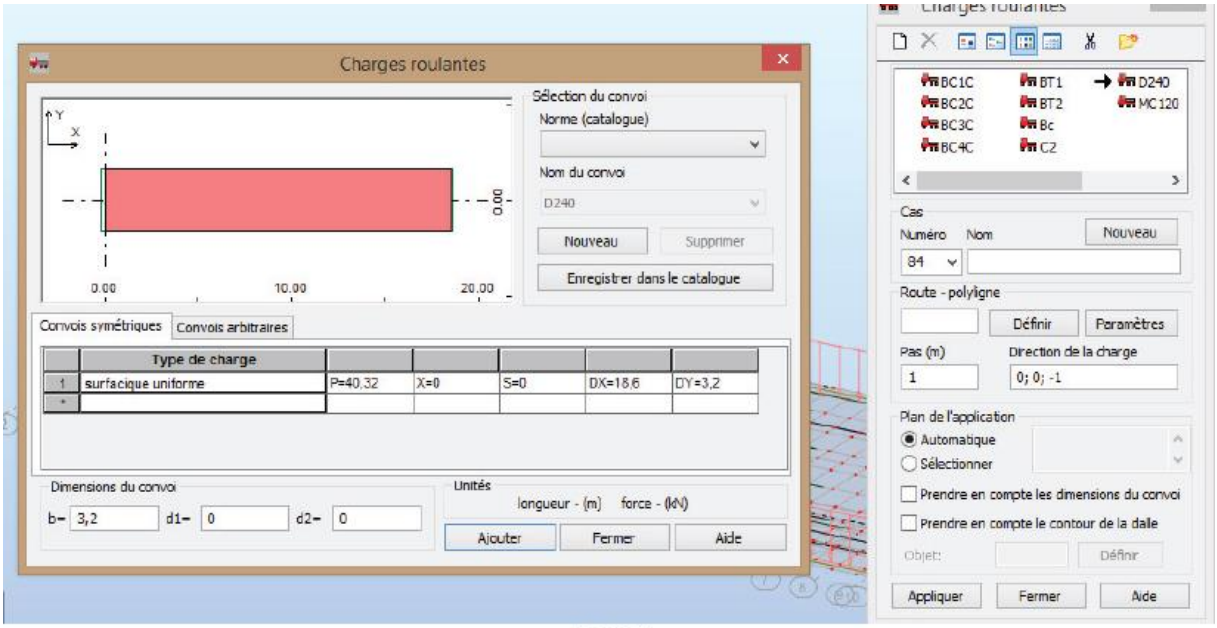


- On définit ensuite les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.





- Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants.



D240

- On introduit vers la fin les combinaisons à l'ELU et l'ELS, on effectue le maillage et on Lance le calcul

