

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
« V0.7 » AU NIVEAU DU PK26+909 AU
PK 27+189 DE LA PENETRANTE
DE GUELMA-ANNABA**

Présenté par :
BOUKRIDA Ahmed
KERNOUG Omar

Encadré par :
Mr : AMIEUR Mohammed
Mr : BABAKHOUYA Youcef

Promotion 2020/2021

©ENSTP-FJ –Garidi –Vieux Kouba

Remerciement

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous exprimons toute notre gratitude à **Mr. AMIEUR** pour son encadrement, à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadreur **Mr. BABAKHOUYA YUCEF**, et toutes les personnes de la **SAPTA** de **JIJEL** et **SETIF** pour avoir répondu à nos questions.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de l'**ENSTP** et l'**ENPC** pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant les années de notre formation.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos **familles** qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui nous ont aidés de proche ou de loin.

إهداء

إلى من أفضّلها على نفسي، ولمَ لا؛ فلقد ضحّت من أجلي
ولم تدّخر جُهدًا في سبيل إسعادي على الدّوام
(أمّي الحبيبة).

نسير في دروب الحياة، ويبقى من يُسيطر على أذهاننا في كل مسلك
نسلكه

صاحب الوجه الطيب، والأفعال الحسنة.

فلم يبخل عليّ طيلة حياته

(والدي العزيز).

إلى إخوتي: اسامة ويونس.

إلى أصدقائي ، وجميع من وقفوا بجواري وساعدوني بكل ما يملكون،
وفي أصعدة كثيرة

لى كل من علمني ولو حرفا واحدا، إلى كل أساتذتي ...شكرا
أقدّم لكم هذا البحث، وأتمنّى أن يحوز على رضاكم.

بوقريدة أحمد

إهداء

الحمد لله رب العالمين والصلاة والسلام على خاتم الأنبياء والمرسلين
أهدي هذا العمل إلى:

من ربنتي وأنارت دربي، إلى أعلى إنسان في هذا الوجود أمي الحبيبة.
إلى من عمل بكد في سبيلي وأوصلني إلى ما أنا عليه أبي العزيز.

إلى إخوتي: رؤوف و حكيم.

إلى من عمل معي بكد بغية إتمام هذا العمل، إلى صديقي ورفيق دربي
بوقريدة أحمد

إلى الأصدقاء:

بلال، فريد، أسامة، حميد، وائل، عبدالحق، محمد، عماد، محمد السعيد، إسلام

إلى كل رفاق الدراسة فالمدرسة الوطنية للأشغال العمومية وأخص
بالذكر دفعة 2018-2021

كرونوق عمر

Résumé

Le but de ce projet est la conception et l'étude d'un viaduc qui franchit trois obstacles. Situé à Selmoune El Hachemi à la Wilaya de Annaba. Ce dernier appartient à la pénétrante autoroutière qui relie la wilaya de Guelma à l'autoroute est-ouest au niveau d'Aïn Berda.

Nous avons débuté notre travail par une étude bibliographique à propos de l'affouillement des piles ensuite on a entamé notre objectif principal qui comprend le choix et le pré dimensionnement de la conception la plus adéquate, le calcul des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'hourdis et les équipements et nous avons fini par le dimensionnement de l'infrastructure.

Mots clés : Conception, viaduc, affouillement, précontrainte, hourdis, infrastructure.

Abstract

The purpose of this project is to design and study a viaduct that crosses three obstacles. Located in Selmoune El Hachemi in the city of Annaba. The bridge belongs to the penetrating motorway that connects the city of Guelma to the east-west motorway at Aïn Berda.

We started our work with a bibliographic study on the scouring of piles, and then we proceeded to our main objective, which includes the choice and the pre-dimensioning of the most adequate design, the calculation of loads and overloads, the study of prestressing, slabs and the equipments and we ended up with the sizing of the infrastructure.

Key words: Design, viaduct, scouring, prestressing, slabs, infrastructure.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو تصميم ودراسة جسر يعبر ثلاث عقبات. يقع في سلمون الهاشمي في ولاية عنابة هذا الأخير ينتمي إلى الطريق السريع الذي يربط ولاية قالمة بالطريق السيار شرق غرب على مستوى عين الباردة.

بدأنا عملنا بدراسة ببليوغرافية عن تنقيب أسس الاعمدة. ثم انتقلنا إلى هدفنا الرئيسي الذي يشمل اختيار التصميم الأكثر ملاءمة والتحجيم المسبق، حساب الأحمال والأعباء دراسة الاجهاد المسبق، سطح الجسر والمعدات أنهينا العمل بتحجيم البنية التحتية.

كلمات مفتاحية: تصميم، جسر، تنقيب، الاجهاد، المسبق، سطح الجسر، البنية التحتية.

Liste des figures

Figure I.1. L'écoulement autour d'une pile cylindrique	3
Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.....	4
Figure I.3. La balance de LANE	5
Figure I.4. Les facteurs de forme.....	7
Figure I.5. La protection d'un appui par enrochement.....	7
Figure I.6. La protection d'un appui par une crèche.....	8
Figure I.7. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles.....	8
Figure I.8. La protection par un radier général.....	8
Figure II.1. Photo satellitaire du site de l'ouvrage via Google Earth.....	12
Figure II.2. Vue en plan de l'ouvrage.....	13
Figure II.3. Profil en long de l'ouvrage.....	13
Figure II.4. Carte de zonage.....	15
Figure III-1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)	20
Figure III-2 : Répartition des travées	21
Figure III.3 Poutre sur culée	24
Figure III.4 Poutre sur pile	24
Figure III.5 Poutre à mi- travée.....	24
Figure III.6 Poutre à mi- travée.....	24
Figure III.7 Détails de l'entretoise	25
Figure III.8 Coupe transversale.....	25
Figure III.9 Profil en long	25
Figure III.10 Vue en plan.....	26
Figure III-11 : Construction en encorbellement schéma de principe.....	27
Figure III-12: Schéma statique longitudinal.....	28
Figure III-13: Coupe transversale de voussoir courant variante 2	31
Figure III-14: Coupe transversale de voussoir sur la pile variante 2	31
Figure III-15: tracé en plan du pont à voussoir.....	32
Figure III-16: Profil en long du pont à voussoir.....	32
Figure III-17 :Morphologie générale d'un pont à poutre.....	33
Figure III.18 Section d'about	35
Figure III.19 Section intermédiaire	35
Figure III.20 Section d'entretoise	35
Figure III.21 Coupe transversale	35
Figure III.22 Section médiane	35

Figure III.23 Coupe longitudinale	36
Figure III.24 Vue en plan.....	36
Figure IV-1 : Section a mi-travée	46
Figure IV-2 : Section d'about	47
Figure IV-3 : Section intermédiaire.....	48
Figure V.1 : Profil en long de la poutre.....	53
Figure V.2 Section d'about	53
Figure V.3 Section intermédiaire.....	54
Figure V.4 Section médiane.....	54
Figure V.5. Disposition du system Bc selon RCPR	59
Figure V.6. Valeurs du coefficient Bc.....	59
Figure V.7 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge Bt selon RCPR	60
Figure V.8 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge MC120 selon RCPR	62
Figure V.9 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge D240 selon RCPR	62
Figure VI-1 : Le moment du a la charge permanente.....	65
Figure VI-2 : Le moment dû à la charge A(L)	65
Figure VI-3 : Disposition des charges du système Bc.	67
Figure VI-4 : Disposition des charges du système Bt.....	67
Figure VI-5 : Disposition des charges du système Mc120	68
Figure VI-6 : Disposition des charges du système D240.....	68
Figure VI-7 : La défavorable disposition de G.....	69
Figure VI-8 : La défavorable disposition de A(I).....	69
Figure VI-9 : La défavorable disposition de Bc.	70
Figure VI-10 : La défavorable disposition de Bt.....	71
Figure VI-11 : La défavorable disposition de Mc120	71
Figure VI-12 : La défavorable disposition de D240.....	72
Figure VII-1 : La disposition des poutres	74
Figure VII-2 : La disposition des poutres	76
Figure VII-3 : Ligne d'influence du coefficient K_{α} de la poutre centrale.....	81
Figure VII-4 : Disposition des charges selon le RCPR	82
Figure VII. 5 vue de tablier en 3d	85
Figure VII. 6 vue de poutre seule en 3d.....	86
Figure VII. 7 caractéristiques de la section d'about.	86
Figure VII. 8 caractéristiques de la section intermédiaire.....	87
Figure VII. 9 caractéristiques de la section médiane.....	87
Figure VII. 10 Charges permanentes du tablier.....	88

Figure VII. 11 surcharges A(L) deux voies	88
.....	89
Figure VII. 12 ligne de circulation de BC une voie	89
Figure VII. 13 ligne de circulation de BC deux voies	90
Figure VII. 14 ligne de circulation de BC trois voies	90
Figure VII. 15 ligne de circulation de Bt une voie	90
Figure VII. 16 ligne de circulation de Bt deux voies.....	90
Figure VII. 17 ligne de circulation de Mc120	91
Figure VII. 18 ligne de circulation de D240.....	91
Figure VII. 19 l'effort tranchant 1.35G+1.35D240	92
Figure VII. 20 le moment 1.35G+1.35D240	93
Figure VII. 21 le moment G+D240	93
Figure VII. 22 l'effort tranchant G+D240	94
Figure VII. 23 la poutre la plus sollicitée.....	94
Figure VIII.1 : FORCE MAXIMALE SOUS L'ANCRAGE SELON EUROCODE 2.....	98
Figure VIII.2 LES CLASSES DE CALCULE SELON BPEL.....	99
Figure VIII.3 disposition minimal des câbles de précontrainte	102
Figure VIII.4 disposition des câbles de précontrainte à la section médiane	103
Figure VIII.5 caractéristiques des plaques d'ancrage selon B.P.E.L.....	103
Figure VIII.6 condition de disposition des plaques d'ancrage	104
Figure VIII.7 disposition des plaques d'ancrage et les câbles dans l'about.....	105
Figure VIII.8 tracé de câble de précontrainte.....	105
Figure VIII.9 section nette	107
Figure VIII.10 Zone tendue et contrainte de traction.....	118
Figure .IX.1. Diagramme des moments	122
Figure .IX.2. Modélisation transversal de tablier	125
Figure .IX.3. : Schéma représente le ferrailage transversal de l'hourdis.....	130
Figure .IX.4. : Schéma représente le ferrailage longitudinal de l'hourdis	130
Figure X.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté	133
Figure X.2. Notre appareil d'appuis en élastomère fretté	138
Figure X.3 ferrailage de dé d'appui	139
Figure XI.1 – Angle de biais.....	144
Figure XII.1 : Coupe transversale de la pile 4	153
Figure XII.2 Vue de face de la pile 4	153
Figure XII.3 : Schéma statique du chevêtre	156
Figure XII.4 : model du chevêtre	156

Figure XII.5 : charge du tablier sur le chevêtre.....	157
Figure XII.6 : charge A(L) sur le chevêtre.....	157
Figure XII.7 : moment max du chevêtre a l'ELU	157
Figure XII.8 : moment max du chevêtre a l'ELS	158
Figure XII.9 : efforts tranchants max du chevêtre a l'ELU	158
Figure XII.10 : efforts tranchants max du chevêtre a l'ELS.....	159
Figure XII.11 : ferrailage de la semelle	171
Figure XII.12 : ferrailage des pieux (coupe 1)	174
Figure XII.13 : ferrailage des pieux (coupe 2)	174
Figure XIII-1 : Présentation de la culée.....	177
Figure XIII-2 : Effort agissant sur le mur frontal.	184
Figure XIII-3 : Impact de la charge Bc localisé derrière le mur garde grève.....	189
Figure XIII-4 : Schéma de ferrailage la culée.	199

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1.Importance du pont.	15
Tableau II.2 Zone sismique du pont.	15
Tableau III-1 : les gammes de portée pour les Ponts en béton armé ou précontraint	17
Tableau III-2 : les gammes de portée pour les ponts métalliques	18
Tableau III-3 : Implantation des appuis de la 1ère variante	19
Tableau III-4: Prédimensionnement des éléments de la variante.1	20
Tableau III-5:Implantation des appuis de la 2eme variante	26
Tableau III-6 : Implantation des appuis de la 3eme variante	31
Tableau III-7: les règles et les critères avec ces coefficients de l'analyse multicritères	35
Tableau III-8: les résultats de l'analyse multi critères.	37
Tableau IV-1 : Définition des caractéristiques géométriques	39
Tableau IV-2 : Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée	39
Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée	40
Tableau IV-4 : Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée avec hourdis	40
Tableau IV-5 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée	41
Tableau IV-6 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis	41
Tableau IV-7 : Caractéristiques géométriques de la section d'aout avec hourdis.....	41
Tableau IV-8 : Caractéristiques géométriques dela section intermédiaire sans hourdis	42
Tableau IV-9 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis	42
Tableau V .1 Le bilan des charges permanentes	49
Tableau V.2 : coefficient de dégressivité selon RCPR	51
Tableau V .3 : Les valeurs de SYSTEME DE CHARGE A(L)	52
Tableau V.4. Valeur du coefficient b_c	53
Tableau V .5 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système B_c	53
Tableau V .6 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système B_t	54
Tableau V .7 : Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L).....	55
Tableau V .8 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système M_{c120}	56
Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$	62
Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $x=0.00L$	65
Tableau VII-1 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.6$ et $\alpha=0$	70
Tableau VII-2 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.65$ et $\alpha=0$	70
Tableau VII-3 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=0$	71
Tableau VII-4 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.6$ et $\alpha=1$	71

Tableau VII-5 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.65$ et $\alpha=1$	71
Tableau VII-6 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=1$	72
Tableau VII-7 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.62$ et $\alpha=0.236$	72
Tableau VII-8 : coefficients de répartition K_α des réelles des poutres.....	72
Tableau VII-9 : Valeurs de $K_{\alpha \text{ moyen}}$ des charges réparties	74
Tableau VII-10 : Valeurs des Moments réels à mi-travée.....	75
Tableau VII-11 : Valeurs des Moments réels à mi-travée avec combinaisons de charges	75
Tableau VII.12 les combinaisons d'actions	82
Tableau VII.13 Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres.....	82
Tableau VIII-1 : Caractéristiques mécaniques des armatures actives.....	86
Tableau VIII-2 : Caractéristiques géométriques de la poutre	86
Tableau VIII-3 : Les valeurs des contraintes de la première phase.....	89
Tableau VIII-4 : Les valeurs des contraintes de la deuxième phase	90
Tableau VIII-5 : Les valeurs des contraintes de la troisième phase.....	90
Tableau VIII-6 : Les valeurs des contraintes de la quatrième phase.....	90
Tableau VIII-7: données géométrique dans chaque phase.....	91
Tableau VIII-8 : Comparaison et vérification des contraintes supérieure et inférieure	91
Tableau VIII-9 : Positions des câbles.....	94
Tableau VIII-10 : Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons	96
Tableau VIII-11 : valeurs des caractéristiques géométriques des sections	96
Tableau VIII-12 : valeurs moyennes des coefficients f et φ	97
Tableau VIII-13 : valeurs des pertes par frottement.....	98
Tableau VIII-14 : valeurs des pertes par recul d'ancrage aux milieux des câbles	98
Tableau VIII-15 : valeurs des pertes total	101
Tableau VIII-16 : Les hauteurs moyennes des câbles.....	101
Tableau VIII-17 : les valeurs de P_1 et P_2	101
Tableau VIII-18 : vérification dans les phases 1 et 2.....	102
Tableau VIII-19 : comparaison des contraintes dans la phase 1 et 2	103
Tableau VIII-20 : vérification des contraintes dans les phases 3 et 4	103
Tableau VIII-21 : comparaison des contraintes dans la phase 3 et 4	103
Tableau .IX.1.Calcul du moment statique.....	110
Tableau .IX.2. Calcul du moment transversal a l'ELS.....	113
Tableau .IX.3. Calcul du moment transversal a l'ELU	113
Tableau XI.1 Masse des piles.....	129
Tableau XI.2-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	131

Tableau XI.3-Raideurs dynamiques transversales des appuis.....	131
Tableau XI.4-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis dans le cas biais.....	132
Tableau XI.5-Raideurs dynamiques transversales des appuis en cas de biais	132
Tableau XI.6-Différence des raideurs transversales et longitudinales	132
Tableau XI-7 Récapitulatif des données du projet	133
Tableau XI.8-Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.	134
Tableau XI.9-Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui	135
Tableau XI.10-Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble	135
Tableau XII.1 géométrie des éléments de la pile	137
Tableau XII.2 implantation des appuis.....	137
Tableau XII.3 : Récapitulatif des charges verticales sur pile.....	138
Tableau XII.4 : Réactions à ELU et à ELS	139
Tableau XII.5 : les efforts horizontaux	139
Tableau XII.6 : les valeurs des sollicitations.....	144
Tableau XII.7 : les efforts dans un seul fut	150
Tableau XII.8 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut	150
Tableau XII.9 : Sollicitations sous la combinaison max	151
Tableau XII.10 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle	152
Tableau XII.11 : Evaluation des efforts sismique appliqués sur la semelle.....	152
Tableau XII.12 : Sollicitations de la semelle sous les combinaisons maximales.....	153
Tableau XII.13 : Réaction max et min à l'ELS	154
Tableau XII.14 : réaction max et min a l'ELU	154
Tableau XII.15 : Valeurs de σ_s pour les déférentes combinaisons	155
Tableau XII.16 : Calcul la section d'armatures	155
Tableau XII.17 : Effort tranchant en tête du pieu	158
Tableau XII.18 : les paramètres de WARNER	158
Tableau XIII-1 : Implantation des culées	162
Tableau XIII.2-Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée	163
Tableau XIII-3 : Coefficient de poussée	164
Tableau XIII-4: Effort dû aux charges statiques de la culée	165
Tableau XIII-5 : Efforts dû aux charges sismique sur culée	166
Tableau XIII.6 Combinaisons à l'ELU	166
Tableau XIII.7 Combinaisons à l'ELS	167
Tableau XIII.8 Combinaisons à l'ELA	167

Tableau XIII-9 : Récapitulatif des efforts maximaux	168
Tableau XIII-10: Effort dû aux charges statiques du mur frontal	168
Tableau XIII-11 : Effort dû aux charges sismique sur mur frontal	169
Tableau XIII.12 Combinaisons à l'ELU	170
Tableau XIII.13 Combinaisons à l'ELS	170
Tableau XIII.14 Combinaisons à l'ELA	171
Tableau XIII-15 : Récapitulatif des efforts maximaux sur le mur frontal.....	171
Tableau XIII-16: les valeurs de M_p/k	173
Tableau XIII-17 : Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition.....	174
Tableau XIII-18:Les charges admissible du pieu	176
Tableau XIII-19: Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison	177
Tableau XIII-20: Vérification des pieux	177

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<u>CHAPITRE I : L'AFFOUILLEMENT DES PILES.</u>	
I.1. INTRODUCTION	3
I.1.1 L'AFFOUILLEMENT :	3
I.2. TYPES D'AFFOUILLEMENT	3
I.2.1 AFFOUILLEMENT GENERAL	3
I.2.2 AFFOUILLEMENT LOCAL	3
I.2.3 AFFOUILLEMENT DE CONTRACTION	3
I.3. PARAMETRES CONDITIONNANT L'AFFOUILLEMENT	4
I.3.1. PROPRIETES DU SOL	4
I.3.2. LES COURANTS D'EAU ET LES CRUES	5
I.3.3. LA PRESENCE D'OUVRAGE	5
I.3.3.1 LES SILLAGES ET VORTEX	5
I.3.3.2 LA CONTRACTION :	5
I.3.4 LA MODIFICATION DU LIT DE RIVIERE	6
I.4 FACTEURS INFLUENÇANT LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT	6
I.4.1 PARAMETRES GEOTECHNIQUES	6
I.4.2 PARAMETRES HYDRAULIQUES	6
I.4.3 PARAMETRES STRUCTURELS	7
I.5. METHODES DE PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT	7
I.5.1. LES ANCIENNES PROTECTIONS CONTRE L'AFFOUILLEMENT	7
I.5.1.1 PROTECTION D'UN APPUI PAR DES ENROCHEMENTS :	7
I.5.1.2 PROTECTION D'UN APPUI PAR UNE CRECHE :	8
I.5.1.3 PROTECTION D'UN APPUI PAR DES RIDEAUX PARA-FOUILLES :	8
I.5.1.4 PROTECTION PAR UN RADIER GENERAL :	8
I.5.2. LA PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT LORS DE LA CONCEPTION	9
I.5.2.1 LES TAPIS D'ENROCHEMENT :	9
I.5.2.2 LA PROTECTION PAR ILOTS :	9
I.5.2.3 LA PROTECTION PAR CAISSON DE FONDATION :	9
I.5.3. LE CHOIX DU TYPE ET LA PROFONDEUR DE LA PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT	9
I.6. CONCLUSION GENERALE.....	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1 PRESENTATION DU PROJET	12
II.1.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET.....	12
II.1.2. OBSTACLE A FRANCHIR	12
II.2. LES DONNEES DE PROJET	12
II.2.1. LES DONNEES FONCTIONNELLES.	12
II.2.1.1. TRACE EN PLAN.	13
II.2.1.2. PROFIL EN LONG.....	13
II.2.1.3. PROFIL EN TRAVERS.....	13
II.2.2. LES DONNEES NATURELLES.	14
II.2.2.1. TOPOGRAPHIE.	14
II.2.2.2. GEOTECHNIQUE.....	14
II.2.2.3. SISMICITE DU SITE.	14
II.2.2.4. HYDROGEOLOGIE DU SITE.	15

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III.1 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....	17
III.2 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....	17
III.3 CONCEPTION DU TABLIER :.....	17
III.3.1 PROPOSITION DES VARIANTES :	17
III.3.2 VARIANTE PONT MIXTE BIPOUTRES METTALIQUE A ENTRETOISES	18
III.3.2.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE.....	18
III.3.2.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS.	19
III.3.2.3 IMPLANTATION DES APPUIS.	19
III.3.2.4 PREDIMENSIONNEMENT DU PONT MIXTE.	20
III.3.2.5 PRESENTATION DU PONT MIXTE.	21
III.3.3 VARIANTE : PONT VOUSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE.....	23
III.3.3.1 DOMAINE D'EMPLOI.....	23
III.3.3.2 TECHNIQUE DU PROCEDE.....	23
III.3.3.3 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :	24
III.3.3.4 IMPLANTATION DES APPUIS	24
III.3.3.5 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA 2EME VARIANTE	25
III.3.3.6 CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE :	26
III.3.3.7 PRESENTATION DU PONT A POUTRES.....	27
III.3.4 VARIANTE A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION.	29
III.3.4.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE.....	29
III.3.4.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS.	29

III.3.4.3 IMPLANTATION DES APPUIS	29
III.3.4.4 PREDIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES.	30
III.3.4.5 PRESENTATION DU PONT A POUTRES.....	32
III.3.5 ANALYSE MULTICRITES.	34

CHAPITRE IV : LES CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1 LES CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX	38
IV.1.1 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	38
IV.1.1.1 FORMULES UTILISEES :	38
IV.1.1.2 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION MEDIANE	39
IV.1.1.3 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION D'ABOUT :	41
IV.1.1.4 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION INTERMEDIARE :	41
IV.1.2 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	42
IV.1.2.1 BETON :	42
IV.1.2.2 LES ACIERS :	43
IV.1.2.3 LA PRECONTRAINTE :	44

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 LES CHARGES	46
V.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES.....	46
V.2.1 LES ELEMENTS PORTEURS (CHARGE PERMANENTE CP)	46
V.3 CALCUL DES CHARGES DUES AU TRAFIC :	49
V.3.1 CHARGE A CONSIDERER :	49
V.3.2 LARGEUR ROULABLE, LARGEUR CHARGEABLE, NOMBRE DE VOIES ET LARGEUR D'UNE VOIE.....	49
V.3.2.1 LARGEUR ROULABLE :	49
V.3.2.2 LARGEUR CHARGEABLE	49
V.3.2.3 NOMBRE DE VOIES	49
V.3.2.4 LARGEUR D'UNE VOIE :	49
V.3.2.5 CLASSIFICATION DU PONT :	49
V.3.3 SYSTEME DE CHARGE A(L) :	49
V.3.4 SYSTEME DE CHARGE B :	51

V.3.4.1 SYSTEME DE CHARGE BC	51
V.3.4.2 SYSTEME DE CHARGE BT.....	52
V.3.5 EFFORTS DE FREINAGE :	53
V.3.5.1 SYTEME DE CHARGE BC :	54
V.3.5.2 SYSTEME DE CHARGE A (L).....	54
V.3.6 CHARGE MILITAIRE MC120 :	54
V.3.7 CONVOI EXCEPTIONNEL D240 :	55

CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX	58
VI.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS :	58
VI.1.1 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT DU A LA CHARGE PERMANENTE :.....	58
VI.1.2 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT A(L) :	58
VI.1.3 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT BC :	59
VI.1.4 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT BT :	60
VI.1.5 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT M_{C120} :	61
VI.1.6 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT D_{240} :	61
VI.2.CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	62
VI.2.1 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT PERMANANT G :	62
VI.2.2 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT A(L) :	62
VI.2.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT BC :	63
VI.2.4 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS BT :	63
VI.2.5 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT MC 120 : ..	64
VI.2.6 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT D240 :	64

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1 INTRODUCTION	6
VII.2 DETERMINATION DES PARAMETRES	6
VII.3 REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT	69
VII.3.1 EVALUATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION.	69
VII.3.2 CONSTRUCTION DES LIGNES D'INFLUENCE.	72
VII.3.3 ETUDE DU CHARGEMENT.	72
VII.3.4 ETUDES DES MOMENTS FLECHISSANT LONGITUDINAUX A MI-	

TRAVEE.....	74
VII.3.5 COMBINAISON DU MOMENT REEL A MI- TRAVEE :	74
VII.4 MODELISATION DU TABLIER	75
VII.4.1MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	75
VII.4.1.1 LES ETAPES DE LA MODELISATION	75
VII.4.2AFFECTATION DES CHARGES	77
VII.4.2.1 CHARGES PERMANENTES	77
VII.4.2.2 SURCHARGE A(L).....	78
VII.4.2.3 SURCHARGES MOBILES	78
VII.4.3 ELEMENTS DE REDUCTION.....	81
VII.4.3.1 RESULTATS DES POUTRES :	81
VII.4.3.1 CONCLUSION	83

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VIII.1 INTRODUCTION.....	85
VIII.1.1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT	85
VIII.1.2 TYPES DE PRECONTRAINT	85
VIII.1.3CHOIX DU PROCÉDÉ	85
VIII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT	85
VIII.2.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANQUES DES ARMATURES ACTIFS	85
VIII.2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES	85
VIII.2.3 CARACTERISTIQUES DU BETON ET VERIFICATION DES SECTION .	86
VIII. 2.4 DETERMINATION DES NOMBRES DES CABLES.....	86
VIII. 2.4.1 DETERMINATION LA PRECONTRAINT MINIMALE.....	86
VIII.2.4.2 DETERMINATION DE P0 ET LE NOMBRE DES CABLES	87
VIII.2.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES	88
VIII.3 DISPOSITION DES CABLES :	90
VIII.3.1 ANGLES DE RELEVAGES	94
VIII.3.2 SECTION NETTE	95
VIII.4 CALCUL DES PERTES	96
VIII.4.1 CALCUL DES PERTES INSTANTANEEES.....	96
VIII.4.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT	96
VIII.4.1.2 PERTES PAR RECULE D'ANCRAGE	97
VIII.4.1.3 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON	98
VIII.4.2 CALCUL DES PERTES DIFFEREE	98
VIII.4.2.1 PERTES PAR RETRAIT:	98
VIII.4.2.2 PERTES PAR FLUAGE.....	99

VIII.4.2.3 PERTES PAR RELAXATION.....	99
VIII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTE	100
VIII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLES.....	103
VIII.6.1 VERIFICATION DE L'INCLINAISON DE BIELLE.....	103
VIII.7 CALCUL DES ARMATURES PASSIVES	104
VIII.7.1 ARMATURES LONGITUDINALES	104
VIII.7.2 MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES	104
VIII.7.3 ARMATURES LONGITUDINALES DE PEAU	105
VIII.7.4 CADRES POUR TALON.....	105
VIII.7.5 ARMATURES SUPERIEURS DE LA TABLE DE COMPRESSION	106

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURLDIS ET CALCUL DES DEFORMATION

IX.1 CALCUL DES DEFORMATIONS.....	108
IX.1.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES.....	108
IX.1.2.1 FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.....	108
IX.1.3 FLECHE DUE AUX SURCHARGES	108
IX.1.4 FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTTE	108
IX.1.5 FLECHE DE CONSTRUCTION	109
IX.1.6 FLECHE TOTAL	110
IX.2.CALCUL DES ROTATIONS	110
IX.2.1 ROTATION SOUS LE POIDS PROPRE	110
IX.2.2 ROTATION SOUS LE SURCHARGE D240.....	110
IX.2.3 ROTATION SOUS LA PRECONTRAINTTE	110
IX.2.4 ROTATION TOTAL.....	111
IX. 3 CALCUL DE DEPLACEMENT	111
IX.3.1 DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUI.....	111
IX.3.2 DEPLACEMENT DU AU RETRAIT.....	111
IX.3.3 DEPLACEMENT DU AU FLUAGE.....	111
IX.3.4 DEPLACEMENT DU AU TEMPERATURE	111
IX.3.5 DEPLACEMENT TOTAL.....	111
IX.4 ETUDE DE L'HOURLDIS	112
IX.4.1 INTRODUCTION	112
IX.4.2 ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE	112
IX.4.2.1 MOMENTS FLECHISSANT MAX ET MIN :.....	112
IX.4.2 FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS	113
IX.4.2.1 LA NAPPE INFERIEURE	113

IX.4.2.2 LA NAPPE SUPERIEURE	114
IX.4.3 ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE	116
IX.4.5 VERIFICATION DU POINÇONNEMENT	117

CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS

X.1 APPAREILS D'APPUI.....	119
X.1.1 DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREILS D'APPUI	119
X.1.1.2 DIMENSIONNEMENT DE L'AIRE DE L'APPAREILS D'APPUI.....	119
X.1.1.3 L'EPAISSEUR DE L'APPAREILLE D'APPUI T	119
X.1.2 LES EFFORTS HORIZONTAUX	120
X.1.2.1 EFFORTS DUS AU FREINAGE	120
X.1.2.2 EFFORT DE SIESME	120
X.1.2.3 EFFORT DE VENT	120
X.1.2.4 EFFORT DUE AUX DEPLACEMENT	120
X.1.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES	121
X.1.3.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION	121
X. 1.3.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT	121
X. 1.3.3 CONDITION DE NON CHEMINEMENT ZT NON GLISSEMENT	122
X. 1.3.4 CONDITION DE SOULEVEMENT.....	123
X.1.4 DIMENSIONNEMENT DES FRETTEES	123
X.2 LES DES D'APPUI.....	124
X.2.1 DIMENSIONS DU DÈ D'APPUIS	124
X.2.2 FERRAILLAGE DU DÈ D'APPUI	124
X.2.2.1 ARMATURE DE CHAINAGE	124
X.2.2.2 ARMATURE DE PROFENDEUR.....	124
X.2.2.3 ARMATURE DE DIFFUSION	125
X.3 JOINT DE CHAUSSEE.....	125
X.3.1 CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE.....	126
X.3.2 DEPLACEMENT DU AUX VARIATION LINEAIRES	126
X.3.3 DEPLACEMENT DU AUX FREINAGE	126
X.3. DEPLACEMENT DU AUX SEISME.....	126
X.3.5 COMBAINAISON DE CALCUL	126

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

XI.1 INTRODUCTION	128
-------------------------	-----

XI.2 ANALYSES SISMIQUES DU PONT	128
XI.2.1 METHODES DE CALCUL	128
XI.2.2 VERIFICATION DES CRITERES DE LA METHODE MONOMODALE SPECTRALE	128
XI.2.3 DONNEES DU PROJET.....	132
XI.2.4 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	132
XI.2.4.1 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE RPOA-2008.....	132
XI.2.4.2 COMBINAISON D' ACTIONS A L'ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA)	134

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

XII.1 INTRODUCTION :	137
XII.2 PRÉDIMENSIONNEMENT LA PILE :	137
XII.2.1 IMPLANTATION DES APPUIS	137
XII.3 EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE	138
XII.3.1 EVALUATION DES CHARGES VERTICALES	138
XII.3.2 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES	139
XII.4 STABILITE VIS-A-VIS LE GLISSEMENT	139
XII.4.1 CONDITION NORMAL	139
XII.4.2 CONDITION SISMIQUE	140
XII.4.3 CONDITION DU VENTS	140
XII.5 FERRAILLAGE DE LA PILE	141
XII.5.1 FERRAILLAGE DU CHEVETRE	141
XII.5.1.1 EVALUATION DES EFFORTS	141
XII. 5.1.2 CALCUL DE SOLLICITATION.....	141
XII. 5.1.3 ARMATURES LONGITUDINALE :	144
XII. 5.1.4 ARMATURES TRANSVERSAL.....	146
XII. 5.1.5 FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION	147
XII. 5.1.6 MOMENT DE TORSION.....	148
XII. 5.1.7 CONTRAINTE TANGENTIELLE :	148
XII. 5.1.8 ARMATURES LONGITUDINAL	148
XII. 5.1.9 ARMATURES TRANSVERSALES	149
XII.5.2 FERRAILLAGE DES FUTS	150
XII.5.2.1 VERIFICATION DE FLAMBEMENT DU FUT :	150
XII. 5.2.2 EVALUATION DES EFFORTS	150
XII. 5.2.3 CALCUL DU FERRAILLAGE :	151
XII. 5.3 LES FONDATION.....	151
XII. 5.3.1. DIMENSION DE LA SEMELLE.....	151
XII.5.3.2 EVALUATION DES EFFORTS :	152

XII.5.3.3 COMBINAISON DES EFFORTS	153
XII.5.3.4 EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX :	153
XII.5.3.5 FERRAILLAAGE DE LA SEMELLE	155
XII. 5.3.6 ETUDE ET FERRAILLAAGE DES PIEUX	157
<u>CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE</u>	
XIII.1 INTRODUCTION	162
XIII.2 CONCEPTION DE LA CULEE	162
XIII.2.1 LE CHOIX DU TYPE DE LA CULEE	162
XIII.2.2 IMPLANTATION DES CULEES	162
XIII.2.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	162
XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE	164
XIII.3.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE K_{AD}	164
XIII.3.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	165
XIII.3.2.1 LES CHARGES STATIQUES DE LA CULEE.....	165
XIII.3.2.2 CHARGES SISMIQUES SUR CULEE	166
XIII.3.2.3 COMBINAISON DES ACTIONS SUR LA CULEE :	166
XIII.3.2.4 RECAPITULATIVE DES EFFORTS MAXIMUMS	168
XIII.4 ETUDE ET FERRAILLAAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	168
XIII.4.1 MUR FRONTALE.....	168
XIII.4.1.1 LES CHARGES DU MUR FRONTAL.....	168
XIII.4.1.2 FERRAILLAAGE :	171
XIII.4.2 MUR GARDE GREVE :	171
XIII.4.3 DALLE DE TRANSITION	174
XIII.4.4 MUR EN RETOUR	175
XIII.4.5 LES FONDATIONS	175
XIII.4.5.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS	176
XIII.4.5.2 DETERMINATION DU NOMBRE DES PIEUX.....	176
XIII.4.5.3 EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX :.....	176
XIII.4.5.4 FERRAILLAAGE DE LA SEMELLE :	178
XIII.4.5.5 FERRAILLAAGE DES PIEUX :	179
XIII.5 CONCLUSION	182
CONCLUSION GENERALE.....	183
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	184
ANNEXE

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art. On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées. La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur dont il a optimisé entre les longueurs des portées et des moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les gabarits du site à franchir et la nature du sol support et son hydrologie....

A la base de tous ces paramètres l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants tel que l'économie, la sécurité des usagers l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Pour cela, nous proposons dans ce projet, une conception, étude et modélisation d'un viaduc afin de contribuer à la maîtrise de la démarche pour la conception des ponts, le calcul des éléments structuraux, la modélisation par logiciel et son exploitation.

CHAPITRE
I : L'AFFOUILLEMENT
DES PILES

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique de l'affouillement des fondations des ponts, leurs causes, mécanismes et mesures préventives les mesures de sécurités prises durant la phase de conception des fondations pour faire face à ce dangereux type de phénomène qui peut nuire à notre ouvrage.

I.1.1 L'AFFOUILLEMENT :

L'affouillement est un type d'érosion qui se produit dans le lit d'un cours d'eau et se traduit par un approfondissement local au niveau de la berge ou dans le lit mineur. L'affouillement est généré par une augmentation locale du transport solide du cours d'eau par exemple à l'aval d'un seuil ou à cause de la présence de roches modifiant les vitesses d'écoulement. Pour limiter l'affouillement, des bassins de dissipation d'énergie sont généralement créés en aval des seuils ou chutes d'eau. Les tourbillons et turbulences créent des dépressions en forme de cône ou d'entonnoir.

I.2. TYPES D'AFFOUILLEMENT

I.2.1 AFFOUILLEMENT GENERAL

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

I.2.2 AFFOUILLEMENT LOCAL

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement (Figure I.1) : En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons qui vont accentuer l'affouillement local

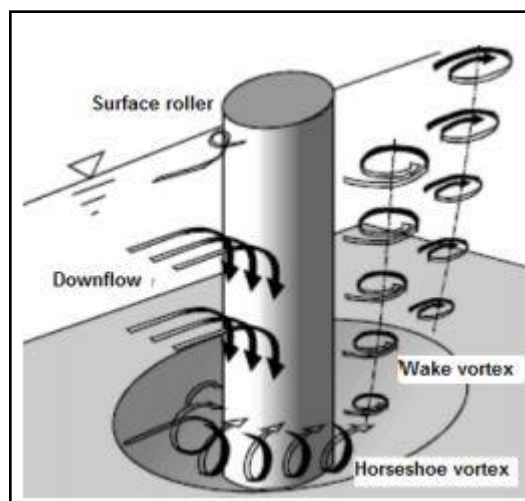


Figure I.1. L'écoulement autour d'une pile cylindrique

I.2.3 AFFOUILLEMENT DE CONTRACTION

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

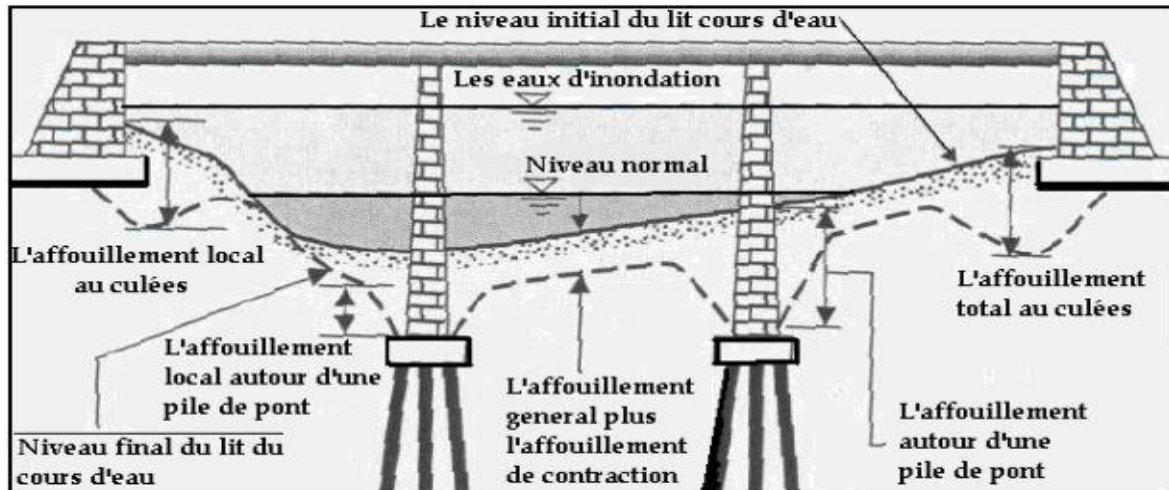


Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.

I.3. PARAMETRES CONDITIONNANT L'AFFOUILLEMENT

I.3.1. PROPRIETES DU SOL

Le transport des solides dépend directement de la granulométrie du sol et de sa compacité. La faible densité favorise le déplacement des particules, les petits agrégats sont faciles à transporter contrairement aux gros qui nécessitent un débit plus élevé pour les transporter.

Par conséquent, pour les sols à grains fins et non cohésifs et de granulométrie serrée, leur affouillement est plus important.

La forme des grains aussi joue un rôle essentiel dans le cas du transport solide par charriage car les grains ayant une forme arrondie sont facilement transportés contrairement aux particules ayant des formes irrégulières.

I.3.2. LES COURANTS D'EAU ET LES CRUES

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide en d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide.

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit des rivières est illustré par la balance de Lane.

De l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou des diamètres des grains d'autre part.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continue de la morphologie du cours d'eau

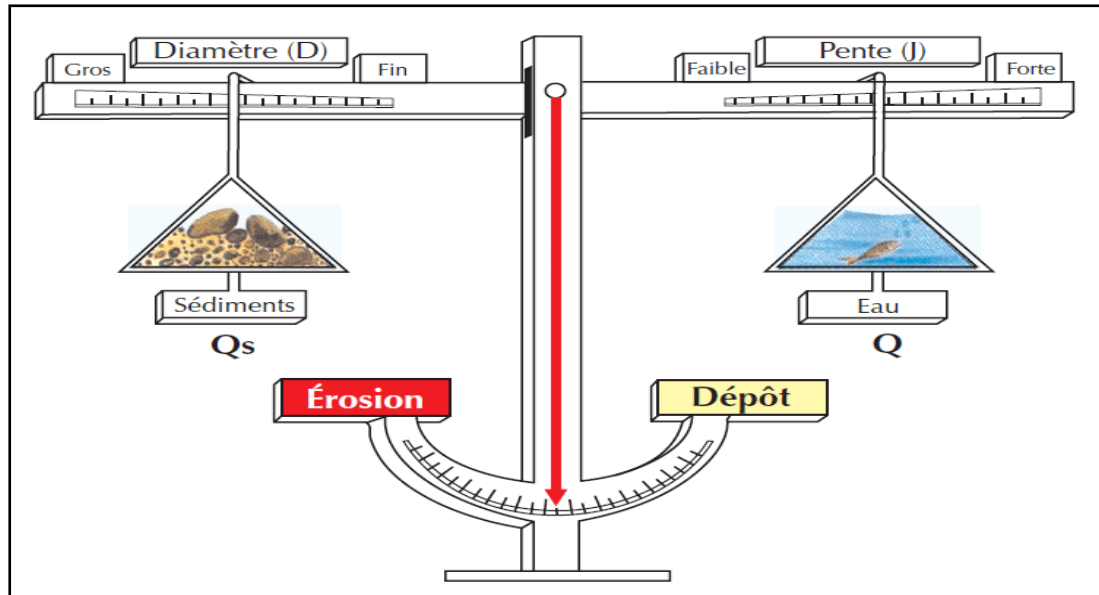


Figure I.3. La balance de LANE

I.3.3. LA PRESENCE D'OUVRAGE

La pile de la structure crée des tourbillons, cela arrache des particules du sol autour d'elle ce qui engendre un affouillement local augmentera son risque. Ce phénomène dépend en grande partie de la forme, de la disposition et de la section transversale de la pile.

Dans certains cas les ponts construits peuvent réduire les sections des cours d'eau, cette réduction des sections des cours d'eau amplifie sa vitesse d'écoulement et sa puissance de transports des solides ce qui engendre un creusement local du lit.

I.3.4 LA MODIFICATION DU LIT DE RIVIERE

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, mais aussi l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, et la modification de la pente du lit qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général.

I.4 FACTEURS INFLUENÇANT LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT

L'affouillement local autour des piles est un phénomène très complexe. Sa profondeur finale, tout comme son évolution au cours du temps et la forme de la fosse, dépend de nombreux paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels.

I.4.1 PARAMETRES GEOTECHNIQUES

La vulnérabilité des sols à l'affouillement varie en fonction de la nature du sol et de son état. La cohésion des sédiments a, par conséquent, une influence majeure sur la profondeur de l'affouillement à l'équilibre et le temps nécessaire pour l'atteindre.

L'affouillement des sols non cohésifs, tels que les sables et graviers, a été largement étudié. Ce type de sol s'érode facilement, particule par particule, jusqu'à atteindre la profondeur d'affouillement maximale au bout de quelques heures ou jours pour ce type de sol, l'affouillement dépend du diamètre moyen des grains d_{50} , la dispersion des grains σ_g et de la force de gravité

Au contraire, dans le cas des sols cohésifs, tels que les argiles et limons, d'autres forces entrent en jeu. En effet, les particules fines sont liées par des forces et s'attirent entre elles, par conséquent le processus d'affouillement est plus long. La profondeur d'affouillement dépend du pourcentage d'argile et la compacité.

I.4.2 PARAMETRES HYDRAULIQUES

Le principal paramètre hydraulique qui influence la profondeur d'affouillement est la vitesse moyenne d'approche V . Cette grandeur est prise en compte dans l'estimation de la profondeur d'affouillement, soit dans le calcul de la vitesse critique V_c , soit par nombre de Froude Fr ou le nombre de Reynolds Re . Chabert & Engeldinger (1956) ont montré que la valeur de la vitesse d'approche V détermine le régime d'affouillement et par conséquent, la cinétique de l'évolution de la profondeur de la fosse.

Briaud a montré que la profondeur d'affouillement est indépendante de la hauteur d'eau dès que $H/B > 2$ (avec H : hauteur d'eau et B le diamètre de la pile). Pour des écoulements peu profonds $H/B < 2$, plus la hauteur d'eau est faible plus l'affouillement se développe rapidement.

I.4.3 PARAMETRES STRUCTURELS

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre. L'effet de la forme de la pile a été largement étudié. En fonction de la forme de la pile, des facteurs de forme ont été définis, en considérant la forme circulaire comme référence.





 (a) Circulaire	 (b) Rectangulaire	Forme de la pile	Facteur de forme
 (c) Rectangulaire avec avant-bec semi-circulaire	 (d) Rectangulaire avec avant-bec pointu	(a)	1.0
		(b)	1.0 à 1.2
		(c)	0.9
		(d)	0.65 à 0.76

Figure I.4. Les facteurs de forme

I.5. METHODES DE PROTECTION CONTRE L’AFFOUILLEMENT

L'affouillement est inévitable, il est donc important de protéger les fondations de l'ouvrage contre l'affouillement, en particulier sur les rivières dont le lit est affouillé. Il existe plusieurs méthodes anciennes et modernes de protection contre L'affouillement.

I.5.1. LES ANCIENNES PROTECTIONS CONTRE L’AFFOUILLEMENT

I.5.1.1 PROTECTION D’UN APPUI PAR DES ENROCHEMENTS :

Le plus souvent, les fondations en rivière sont protégées contre les chocs directs et les affouillements par des enrochements disposés en forme de talus, pour certains ouvrages fondés sur pieux, les blocs participent également à la stabilité latérale de l'appui.

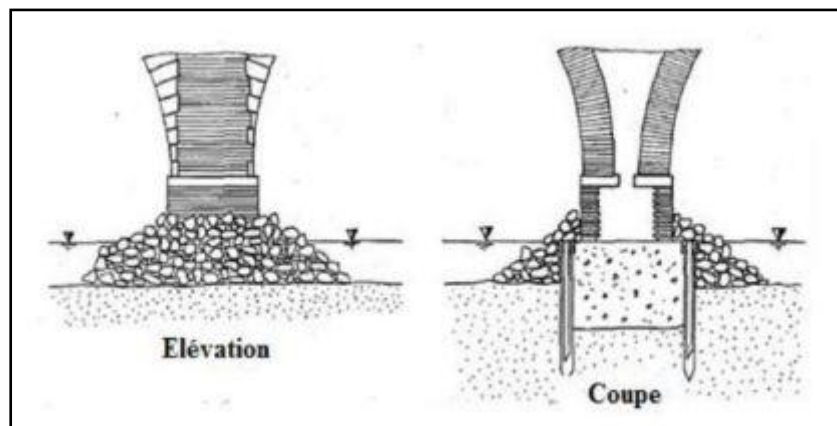


Figure I.5. La protection d’un appui par enrochement.

I.5.1.2 PROTECTION D'UN APPUI PAR UNE CRECHE :

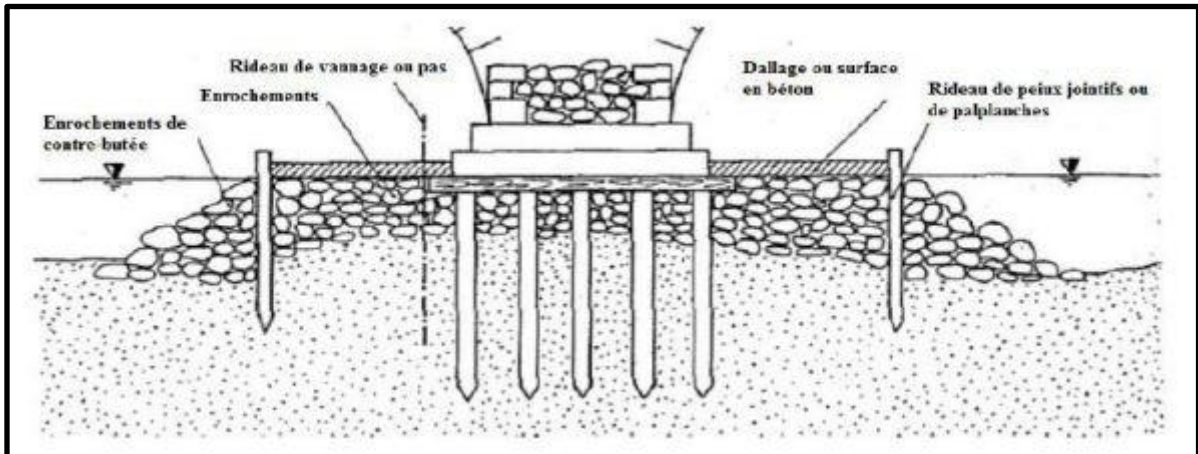


Figure I.6. La protection d'un appui par une crèche.

I.5.1.3 PROTECTION D'UN APPUI PAR DES RIDEAUX PARA-FOUILLES :

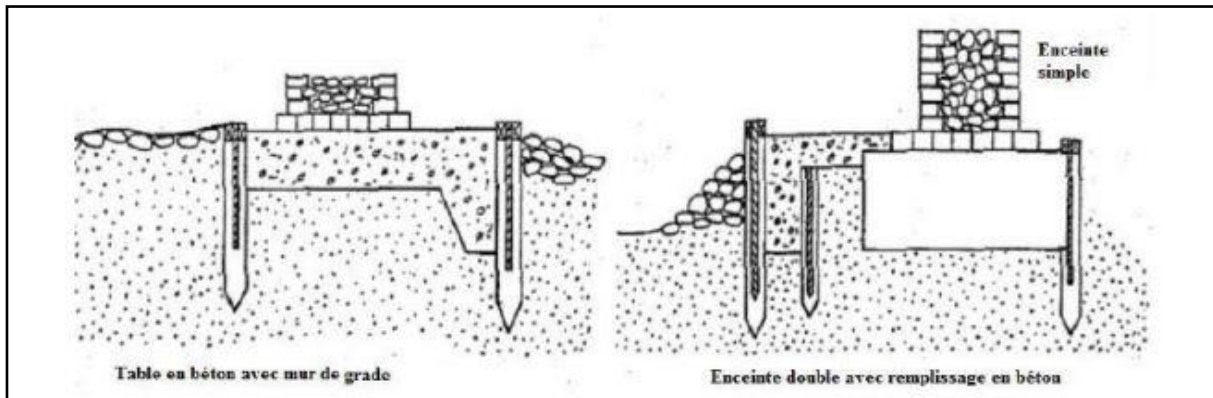


Figure I.7. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles.

I.5.1.4 PROTECTION PAR UN RADIER GENERAL :

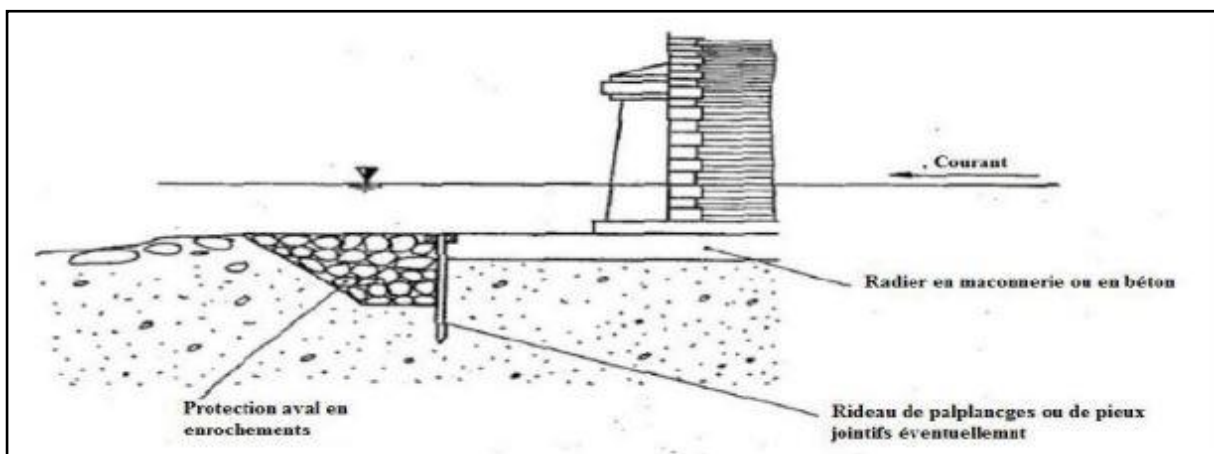


Figure I.8. La protection par un radier général.

Le choix et la mise en œuvre des protections des appuis des ouvrages doit faire l'objet d'une étude, il faut connaître, d'une part la nature du lit (matériaux granulométrie) et d'autre part le régime hydraulique.

I.5.2. LA PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT LORS DE LA

Pour stopper les affouillements et minimiser la profondeur des fondations on optera une forme de pile qui minimise les affouillements et un dispositif de protection tel que :

- ❖ Protection par enrochements.
- ❖ Ilots.
- ❖ Caisson de fondation.

I.5.2.1 LES TAPIS D'ENROCHEMENT :

Les tapis en enrochement sont des dispositifs de protection contre l'érosion locale sont les plus couramment utilisés car ils sont peu coûteux et faciles à mettre en œuvre. Il s'avère qu'ils sont très efficaces.

Pour éviter les risques d'affouillement autour de la pile, les dimensions du tapis à réaliser sont en fonction de la vitesse d'écoulement et le diamètre de la pile, la dimension du tapis d'enrochement en plan est égale à 3 fois le diamètre de la pile.

I.5.2.2 LA PROTECTION PAR ILOTS :

L'idée de protéger une pile par des îlots en amont est de briser le courant incident et d'affaiblir les tourbillons générateurs de l'érosion. Le nombre de paramètres nécessaires à la conception d'un tel dispositif est important, c'est pourquoi aucune loi n'a été encore proposée pour une telle conception

I.5.2.3 LA PROTECTION PAR CAISSON DE FONDATION :

Il s'agit d'une méthode de protection qui peut réduire d'affouillement dont le diamètre d'un caisson de fondation est trois fois celui de la pile.

I.5.3. LE CHOIX DU TYPE ET LA PROFONDEUR DE LA PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT

Les principaux types de protection structurale contre l'affouillement sont les suivants :

- ❖ Le positionnement de la semelle superficielle à une profondeur sécuritaire.
- ❖ Les pieux de support.
- ❖ Les caissons.
- ❖ Les palplanches.

Les semelles superficielles :

La profondeur recommandée pour une semelle superficielle sur un sable dense peut être adéquate pour la capacité portante, mais considérée comme non adéquate pour l'affouillement.

Les pieux

L'utilisation de pieux comme forme de protection contre l'affouillement est recommandée aux endroits où le matériau du lit est du sable, limon gravier fin ou d'autres sols très sensibles à l'affouillement, même si la capacité portante du sol est bonne. Les pieux sont fortement recommandés pour les structures importantes ou très coûteuses et lorsqu'il y a un doute sur la sécurité des fondations qui seront exposées à l'affouillement. Les règles de conception stipulent que les fondations des piles qui se situent dans le lit d'un cours d'eau doivent être sur pieux ou sur roc.

Les caissons :

Un caisson est une coque permanente qui est enfoncée dans le sol par son propre poids ou un poids supplémentaire, puis remplie de matériaux tels que du sable, du gravier ou du béton. Les caissons sont généralement utilisés pour les grands ponts où l'eau est très profonde ou le sol et les conditions de pompage sont très difficiles.

I.6. CONCLUSION GENERALE

L'affouillement des fondations est un phénomène très dangereux pour les ponts qui traversent des cours d'eau. Il peut endommager des ouvrages, même causé surtout en cas de crues vu qu'elles sont imprévisibles. C'est pour cela que nous n'essaierons pas de les éviter mais d'adapter nos fondations et prendre les précautions suivantes

- ❖ Une bonne étude hydrologique
- ❖ Etude géotechnique pour le calcul de la profondeur d'affouillement et de faire par conséquence un bon choix de fondation.

Si la conception actuelle favorise l'emploi presque systématique des pieux lorsqu'on franchie un cours d'eau (oued, canal, ...) pour éviter le phénomène d'affouillement, le problème réside dans le cas des anciens ponts pour lesquels les fondations sont souvent superficielles. C'est pourquoi, il est recommandé de se doter des moyens de mesures in-situ fixes et mobiles pour le diagnostic des ponts en cas de crue.

CHAPITRE

II : PRESENTATION DE PROJET

II.1 PRESENTATION DU PROJET

II.1.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET

La pénétrante de Guelma fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. Celle de Guelma doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la commune d'Aïn Berda à la ville de Guelma à travers des plaines agricoles. Cette autoroute longue de 36 km traverse les wilayas Guelma et Annaba. Un profil en 2x3 voies, un viaduc de 280 m et un tunnel de 1 205 m.

L'ouvrage d'art qui sera étudié dans ce mémoire appartient à cette pénétrante est nommé V'0.7'. Ce dernier relie les points kilométriques PK 26+926 avec PK 27+208 et PK 26+909 avec PK 27+189, il se situe à la commune de Selmoune El Hachemi la commune intermédiaire entre la Wilaya de Annaba et de Guelma.

II.1.2. OBSTACLE A FRANCHIR

L'ouvrage permettra de franchir la RN 21, Oued Selmoune et une piste agricole.



Figure II.1. Photo satellitaire du site de l'ouvrage via Google Earth.

II.2. LES DONNEES DE PROJET

L'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans des bonnes conditions sont détaillées ci-après.

II.2.1. LES DONNEES 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.2.1.1. TRACE EN PLAN.

L'ouvrage en plan est courbé avec un rayon de $1800m$ et de longueur totale de $280m$.

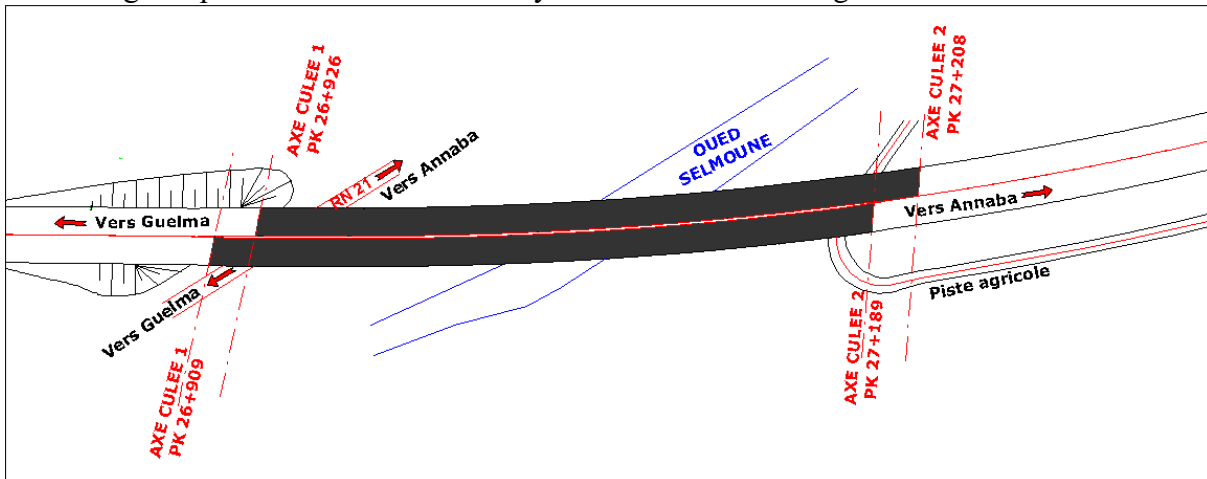


Figure II.2.Vue en plan de l'ouvrage.

II.2.1.2. PROFIL EN LONG.

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit. Notre profil en long présente une pente longitudinale de 3.05% .

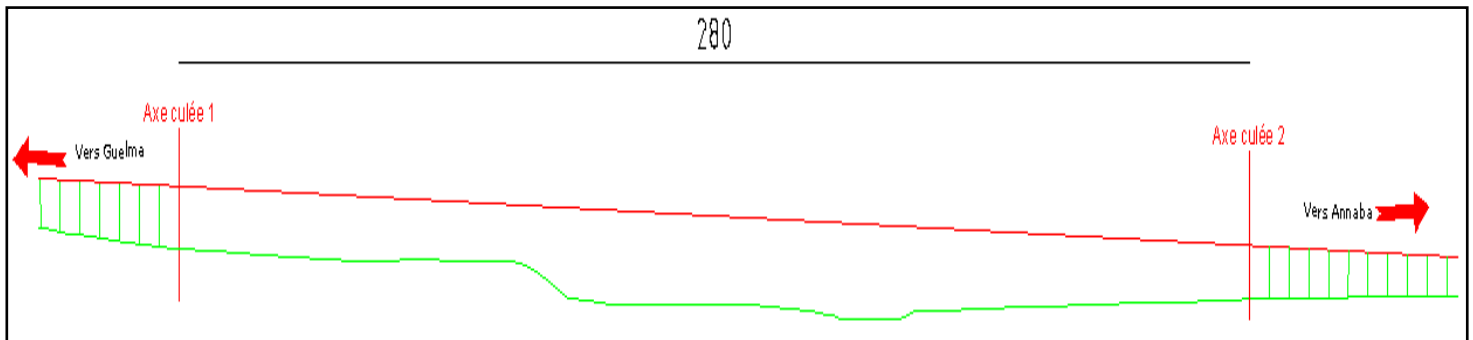


Figure II.3.Profil en long de l'ouvrage.

II.2.1.3. PROFIL EN TRAVERS.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : $L_R = 10.5\ m$;
- Largeur du trottoir : $0.5\ m$;
- La largeur totale : $11.5\ m$;
- Nombre de voies de circulations : $N=3$ voies de $3.17\ m$;
- Le dévers : $2.5\ %$.

II.2.2. LES DONNEES NATURELLES.

II.2.2.1. TOPOGRAPHIE.

A partir du levé topographique on peut dire que notre site est accessible et ne présente aucune difficulté qui peut déranger les travaux d'exécution.

II.2.2.2. GEOTECHNIQUE.

Suite au contrat N° 30 / D.C / 2015 portant sur des investigations géotechniques de la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est – Ouest sur 35.70 Kms, le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) a été sollicité par le groupement G.R.P.G pour réaliser des travaux de reconnaissances géotechniques sur les sondages carottés et sondages pressiométriques du lot ouvrage d'art, le Laboratoire Central des Travaux Publics a exécuté le programme des investigations géotechniques conformément au plan d'implantation établi par le client.

Selon RPOA VERSION 2008, et selon les valeurs du module de déformation **E** et la pression limite **PL** : le site support du projet est classé dans **la catégorie S2 (site ferme)**.

II.2.2.3. SISMICITE DU SITE.

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

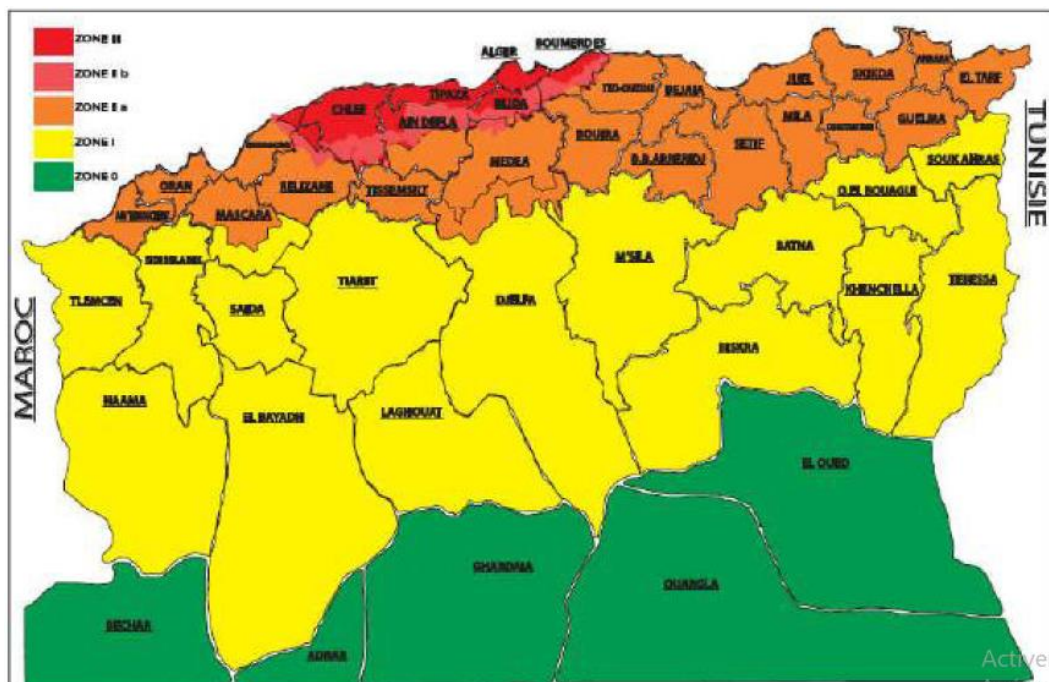


Figure II.4. Carte de zonage.

En outre le viaduc Selmoune El Hachemi appartient au groupe 1 selon RPOA.

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

Tableau II.1.Importance du pont.

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

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe2	0.12	0.20	0.25	0.30
Groupe3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau II.2 Zone sismique du pont.

II.2.2.4. HYDROGEOLOGIE DU SITE.

L'existence d'une nappe phréatique à partir d'une profondeur de 15 mètres.

CHAPITRE

III : CONCEPTION GENERALE

III.1 CHOIX DU TYPE D’OUVRAGE :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

III.2 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D’OUVRAGE :

Pour aboutir à un meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique. Il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

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 et la voie portée.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Les profils de la chaussée : en long, en travers, en plan.
- La nature du sol de fondation et les positions possibles des appuis.
- Le gabarit à respecter et la brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.3 CONCEPTION DU TABLIER :

III.3.1 PROPOSITION DES VARIANTES :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

Les ponts : **1-Pont métallique 2- Pont à voussoirs 3-Pont en béton précontraint**

- ❖ Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.
- ❖ L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique.
- ❖ La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage.

Les deux tableaux ci-après résument l'emploi des différents types d'ouvrages en fonction de leurs gammes de portée :

Tableau III-1 : les gammes de portée pour les Ponts en béton armé ou précontraint

TYPE D'OUVRAGE		PORTEES (m)								
		0	5	10	20	30	40	50	100	200
B. A.	PICF									
	PIPO									
	PSI-DA									
	PSI-BA									
B. P.	PSI-DP									
	PSI-DE									
	PSI-DN									
	VIPP									
	Cintre auto-lanceur									
	Pont poussé (unilatéralement)									
	Pont poussé (bilatéralement)									
	Pont construit en encorbellement									

Tableau III-2 : les gammes de portée pour les ponts métalliques

TYPE D'OUVRAGE	PORTEES (m)								
	0	5	10	20	30	40	50	100	200
TRAVEE INDEPENDANTE									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									
POUTRE CONTINUE									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									

A présent, nous avons réduit notre champ de sélection on premier lieu, aux la proposition de trois variantes de conception pour l'ouvrage qui sont les suivantes :

1ère Variante : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise).

2ème Variante : Pont à voussoirs construit par encorbellement successive.

3ème Variante : Pont à poutres précontraintes.

III.3.2 VARIANTE PONT MIXTE BIPOUTRES METTALIQUE A ENTRETOISES

III.3.2.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE

La plupart des ouvrages mixtes à poutres sont des bipoutres à entretoises. Son tablier est composé d'une dalle en béton armée, deux poutres principales en charpente métallique connectées à la dalle, elles sont reliées entre elles par des poutres secondaires appelées « entretoises ».

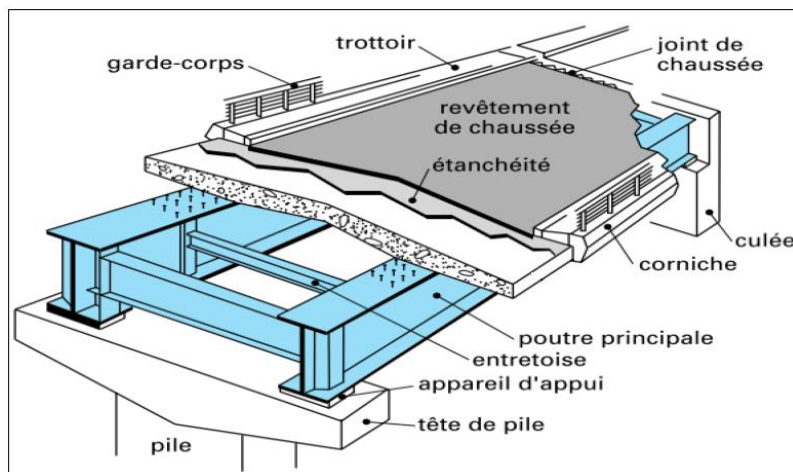


Figure III-1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

III.3.2.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS.

❖ Les avantages :

- Traverser des grandes portées.
- La rapidité de réalisation.
- Offre plusieurs conceptions architecturales.
- La légèreté de l'ouvrage.

❖ **Les inconvénients :**

- Le coût élevé.
- L'entretien de la corrosion.
- La fatigue des assemblages.
- La nécessité des soudeurs qualifiés.

III.3.2.3 IMPLANTATION DES APPUIS.

Les ouvrages mixtes offrent une grande souplesse face à la distribution des travées. Dans un ouvrage de longue portée, le rapport entre la portée des travées de rive et la portées des travées principales peut aller jusqu'à 0,8.

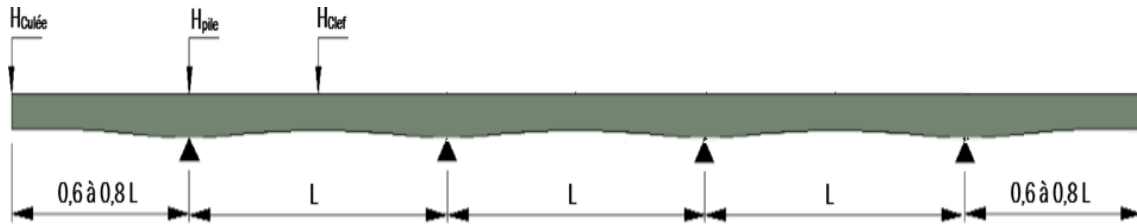


Figure III-2 : Répartition des travées

Nous avons proposé un pont mixte bipoutre de 280 m de longueur et nous avons opté pour cinq (5) travées tel que :

- Deux travées de rive : 47 m de longueur pour chaque poutre.
- Trois travées principales : 62 m de longueur pour chaque poutre.

Tableau III-3 : Implantation des appuis de la 1ère variante

PILE / CULEE	PK
C1	26+909
P1	26+956
P2	27+018
P3	27+080
P4	27+142
C2	27+189

III.3.2.4 PREDIMENSIONNEMENT DU PONT MIXTE.

III.3.2.4.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE.

❖ **Hauteur des poutres H :**

L'élancement des ponts mixtes bipoutres est proportionnel à la longueur de la portée principale.

❖ **Les semelles :**

Elles sont déterminées par les efforts d'élancement, du bétonnage et d'exploitation qui vérifient :

- La résistance
- La stabilité

- **Epaisseur des semelles :**

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur est généralement comprise entre **25 mm** et **150 mm**.

- **Variation de l'épaisseur :**

Dans le cas courant, les variations d'épaisseur des semelles se font vers l'âme.

- Pour la semelle supérieure : l'épaisseur varie entre **50mm** et **40mm**.
- Pour la semelle inférieure : l'épaisseur varie entre **60mm** et **50mm**.

- ❖ **L'âme :**

L'épaisseur de l'âme dépend de :

- L'usinage.
- Le voilement.
- L'esthétique.

- **Variation de l'épaisseur :**

La variation d'épaisseur des âmes varie généralement en **2mm** et **5mm**.

- ❖ **La dalle :**

La dalle d'un bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et le plus souvent variable dans le sens transversal (en général entre 24 et 40 cm). Elle est exécutée en béton armé lorsque sa largeur est inférieure à **15m**.

III.3.2.4.2 PREDIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE.

- ❖ **Entretoises courantes :**

Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.

- ❖ **Entretoisement dans les zones sur piles :**

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes pour cela elles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage.

$$H = \frac{L}{20}$$

Tableau III-4: Prédimensionnement des éléments de la variante.1

ELEMENT	RATION USUEL	VALEUR RETENUE
Hauteur de poutre sur pile	$H=0.04L$	$H= 2.48 \text{ m}$
Hauteur de poutre sur culée	$0.015L < H < 0.025L$	$H=1.2\text{m}$
Hauteur de poutre à mi-travée	$0.02L < H < 0.025L$	$H=1.4\text{m}$

Entraxe des poutres		$0.65L_{\text{Tablier}} < E < 0.65L_{\text{Tablier}}$	$L = 7 \text{ m}$
Largeur des semelles	inf sur pile	Les conditions d'usinage et dévoilement local conduisent en général à : $400\text{mm} \leq B \leq 1300\text{mm}$	$B_{\text{inf}} = 1.2 \text{ m}$
	inf sur culée		$B_{\text{inf}} = 950 \text{ mm}$
	inf a mi-travée		$B_{\text{inf}} = 950 \text{ mm}$
	sup sur pile		$B_{\text{sup}} = 1.1 \text{ m}$
	sup sur culée		$B_{\text{sup}} = 800 \text{ mm}$
Épaisseur des semelles	semelle sup	-L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. -L'épaisseur maximale dépasse rarement 150 mm.	$e_{\text{ss}} = 60 \text{ mm}$
	semelle inf		$e_{\text{si}} = 70 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme		$e_a \geq 12 \text{ mm}$ pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales.	$e_a = 33 \text{ mm}$
Épaisseur de la dalle	Au droit des poutres principales	$d_1 = 0.13 + L_T/50$	$d_1 = 0.36 \text{ m}$
	Au centre du tablier	$D_2 = 0.12 + E_{\text{entretoise}}/50$	$d_2 = 0.26 \text{ m}$
Entretoise	L'espacement	Varie entre 5m et 10m	$e = 7 \text{ m}$
	Âme	Varie en 10mm et 18mm	$e_A = 12 \text{ mm}$.
	Hauteur	$0.065L_T < H_e < 0.1L_T$	$H_e = 900 \text{ mm}$
	Semelles	On prend les valeurs minimales	Largeur $B_s = 250 \text{ mm}$ Épaisseur $e_s = 18 \text{ mm}$

III.3.2.5 PRESENTATION DU PONT MIXTE.

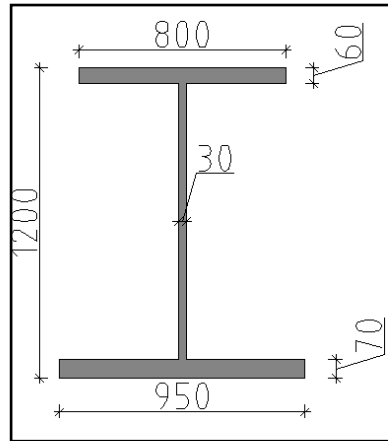


Figure III.3 Poutre sur culée

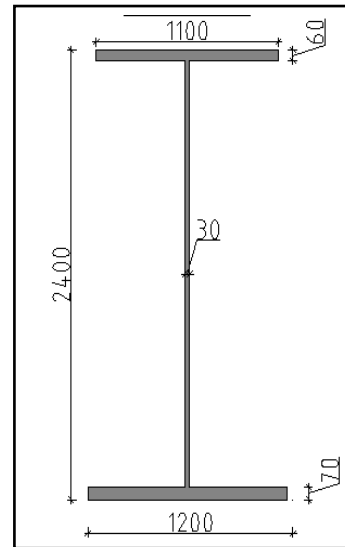


Figure III.4 Poutre sur pile

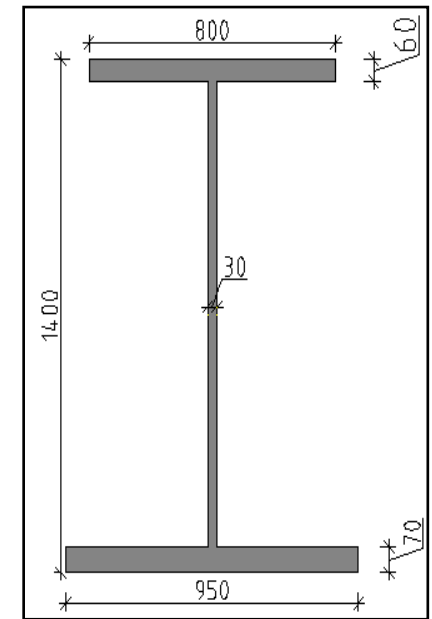
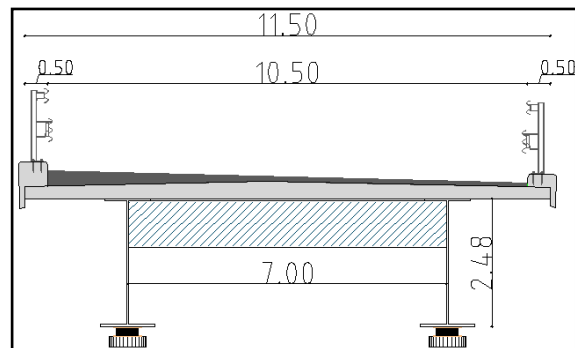
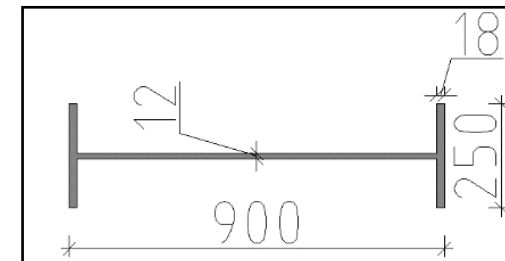


Figure III.5 Poutre à mi- travée



FigureIII.7 Coupe transversale



FigureIII.8 Détails de l'entretoise

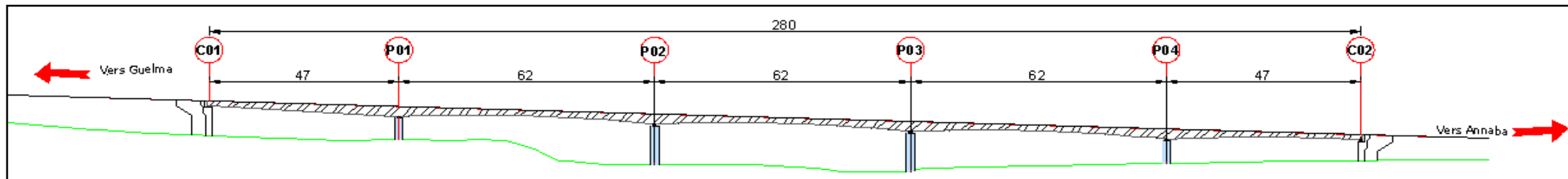


Figure III.9 Profil en long

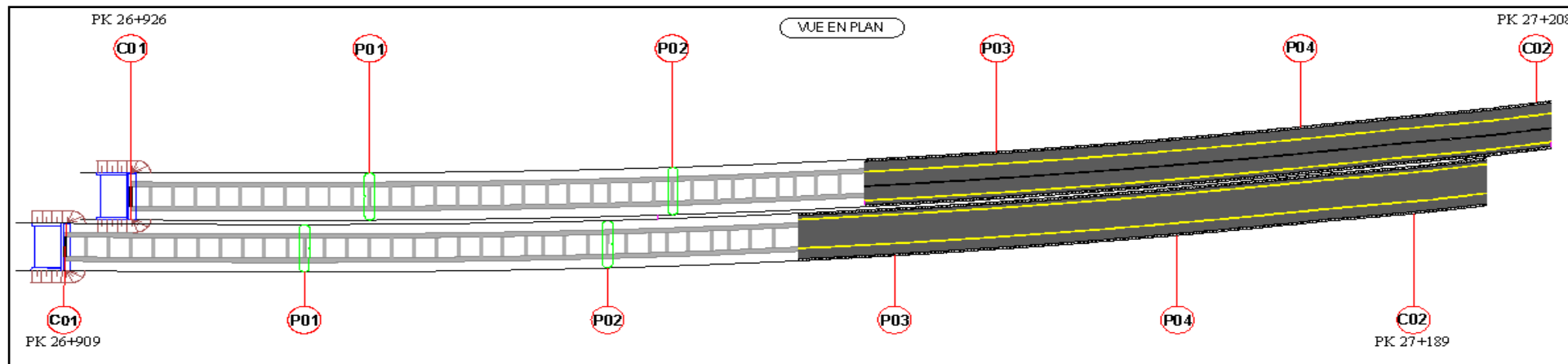


Figure III.10 Vue en plan

III.3.3 VARIANTE : PONT A VOUSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE.

III.3.3.1 DOMAINE D'EMPLOI

La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en béton précontraint très variés. En effet :

- la gamme des portées envisageables est très large (entre 40 et 200 m).
- la voie portée peut avoir n'importe quelle géométrie tant en plan qu'en long,
- entre 60 et 100 m, le tablier de l'ouvrage peut être de hauteur constante ou variable,
- la méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc.).

III.3.3.2 TECHNIQUE DU PROCEDE

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations

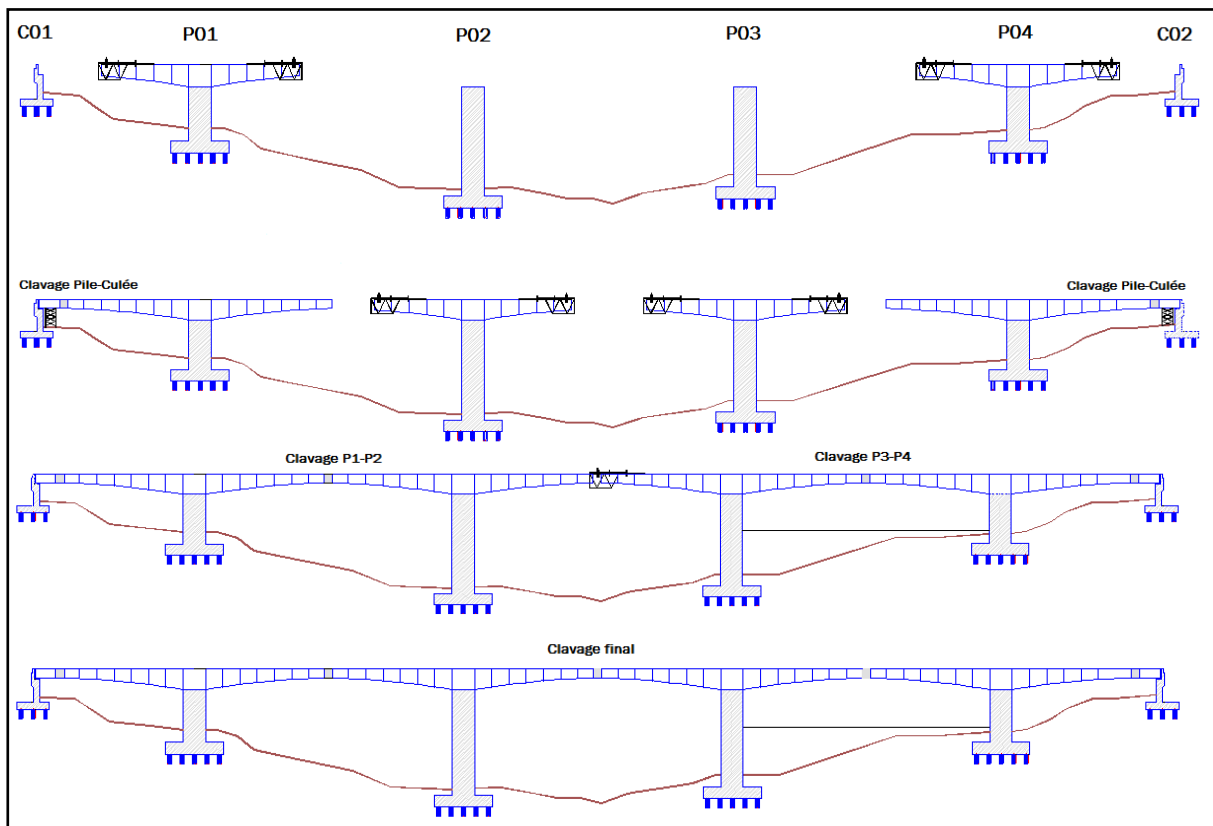


Figure III-11 : Construction en encorbellement schéma de principe.

III.3.3.3 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

Les avantages :

- Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.
- Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.

Les inconvénients :

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
- Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé.

III.3.3.4 IMPLANTATION DES APPUIS

Pour un cas de d'un ouvrage composé de fléaux tous identiques la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de 0,6 à 0,7 L. Si la hauteur du tablier est constante, la longueur optimale

Pour notre variante on prend :

- Lprincipale=58 m
- Lrive=40 m

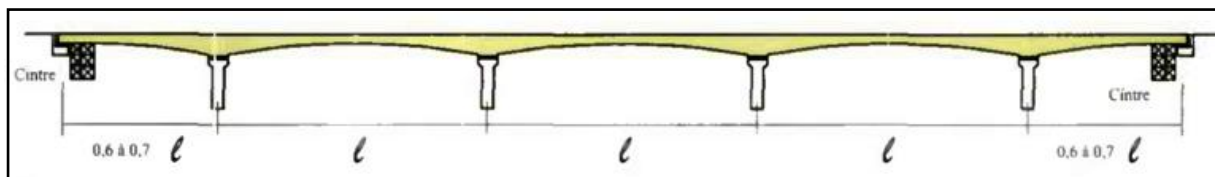


Figure III-12: Schéma statique longitudinal

Tableau III-5: Implantation des appuis de la 1ere variante

Pile ou culee	Pk pont 1	Pk pont 2
C1	PK 26+909.9278	PK 26+926.9622
P1	PK 26+949.9786	PK 26+966.6362
P2	PK 27+8.0434	PK 27+25.0744
P3	PK 27+66.2780	PK 27+83.3805
P4	PK 27+124.3278	PK 27+141.3578
P5	PK 27+182.4784	PK 27+199.5848
C2	PK 27+222.5689	PK 27+239.5989

III.3.3.5 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA 2EME VARIANTE

On va faire Le pré dimensionnement de la poutre par les documents SETRA et livre conception des ponts.

Hauteur constante

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

$$\text{Donc } \frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20}$$

$$2.3 \leq h \leq 2.9$$

On va prendre h=2.7

Découpage en voussoirs

Voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

On va prendre une longueur de 2.7m

Voussoirs sur piles

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m.

Notre ouvrage est préfabriqué, donc on va prendre 2.3m

Voussoirs de clavage

On va prendre une longueur de 1.7m

III.3.3.6 CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson.

Pour des largeurs de tablier comprises entre 18 et 25 m ou plus, la solution la plus courante est constituée par un caisson à deux âmes, avec un hourdis supérieur nervure et un hourdis inférieur en dalle pleine.

Largeur du tablier B

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée=11.5m

Largeur D/C

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ($C = B / 4 = 2.875m$)

Epaisseur des âmes E_a

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$E_a = 26 + \frac{l}{5} = 26 + \frac{58}{5} = 37.6 \text{ cm}$$

On va prendre 40cm

L'épaisseur de l'hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

$$e_1 \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm ;}$$

$$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7 \text{ cm ; } D' = C - E_a/2 = 267.5 \text{ cm} \Rightarrow 53.5 \geq e_2 \geq 38.2$$

$$e_3 \geq D/25 \text{ cm} = 11.5 \text{ cm}$$

on va prendre :

$$e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$e_2 = 40 \text{ cm}$$

$$e_3 = 20 \text{ cm}$$

Goussets

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30 et 45° pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

III.3.3.7 PRESENTATION DU PONT A POUTRES.

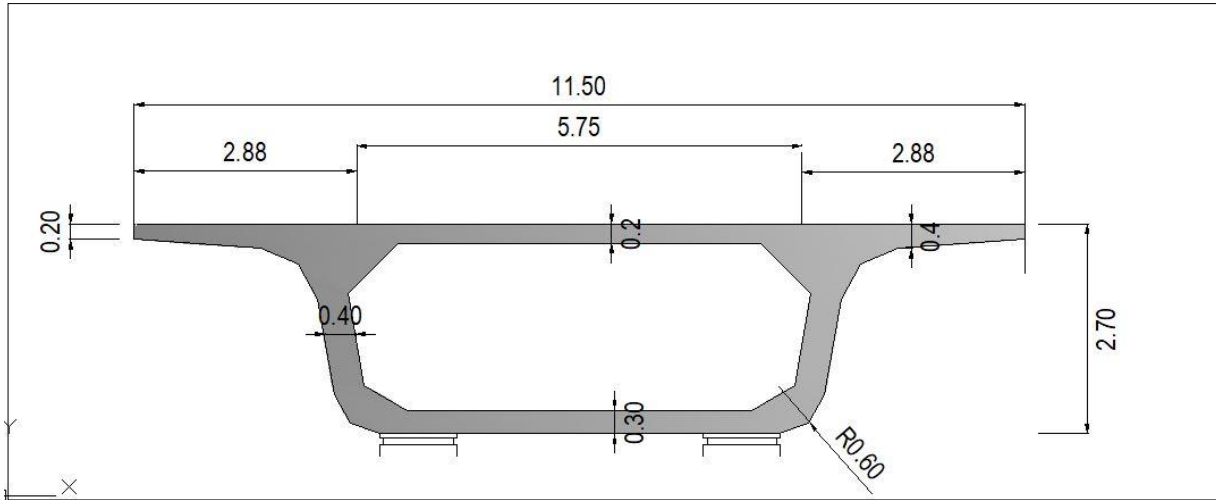


Figure III-13: Coupe transversale de voussoir courant variante 2

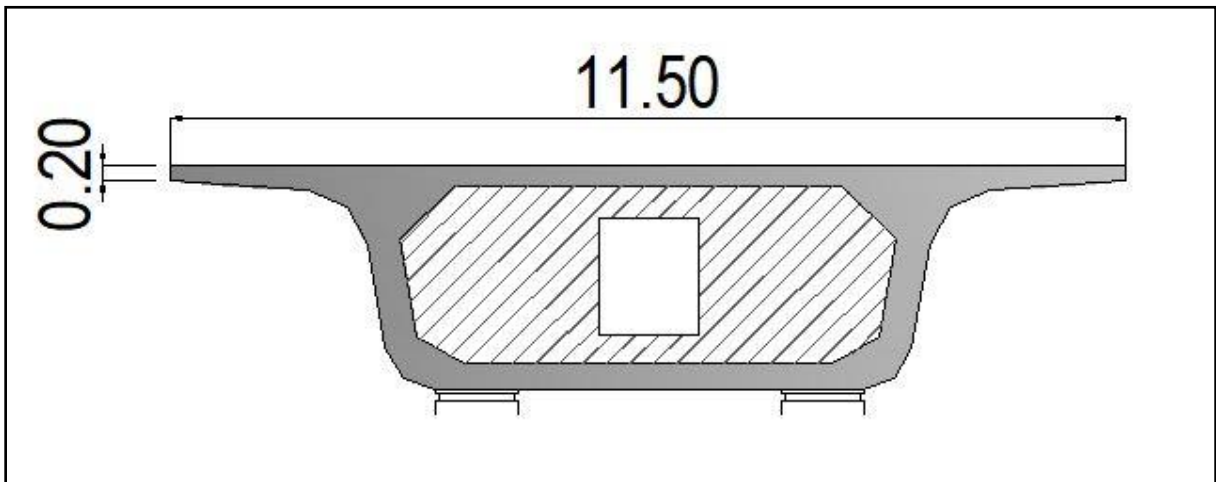


Figure III-14: Coupe transversale de voussoir sur la pile variante 2

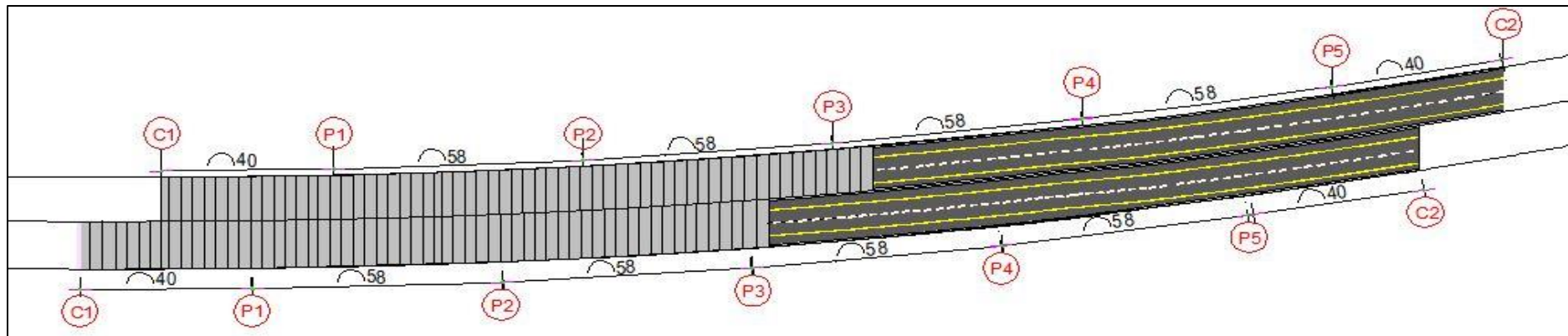


Figure III-15: tracé en plan du pont à voussoir.

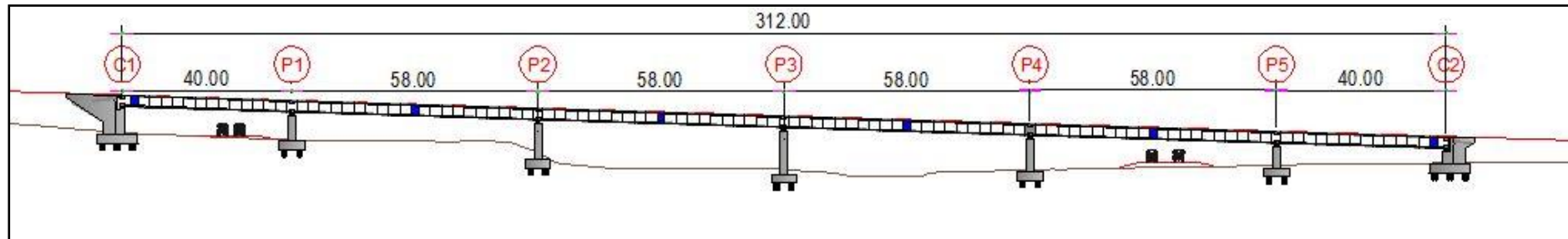


Figure III-16: Profil en long du pont à voussoir.

III.3.4 VARIANTE A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION.

III.3.4.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE

Le tablier d'un pont à poutres précontraintes par post-tension est composé de plusieurs poutres longitudinales identiques qui sont rigidifiées par les entretoises et l'hourdis qui supporte la chaussée.

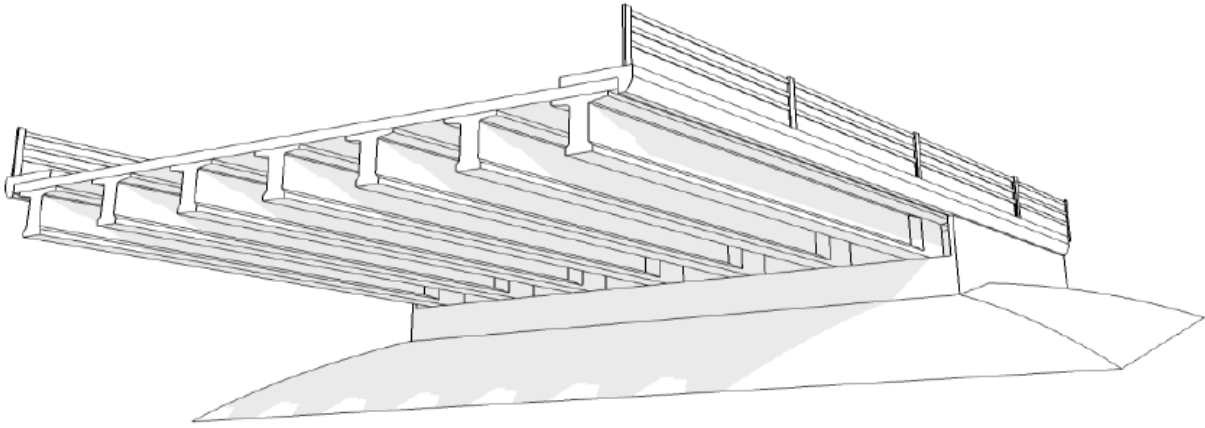


Figure III-17 :Morphologie générale d'un pont à poutre.

Les poutres précontraintes par post-tension constituent des travées indépendantes. Cet ouvrage nous permet de franchir de grandes portées et c'est pour cela qu'il est souvent réaliser. Ces poutres peuvent atteindre une portée de 50 m.

III.3.4.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS.

❖ Les avantages :

- Les fissures sont limitées, car le béton travail en compression.
- La facilité de la méthode de réalisation.
- La rapidité de réalisation
- La facilité du suivi et du contrôle de réalisation.
- Ces ouvrages sont isostatiques ce qui signifie que les tassements différentiels ne causeront pas de grand problème en cas de tassement d'une pile.

❖ Les inconvénients :

- Le poids propre très élevé.
- Les déformations à cause du fluage du béton.
- Ces ouvrages sont moins esthétiques.

III.3.4.3 IMPLANTATION DES APPUIS.

Lors de l'implantation des appuis on doit respecter les contraintes à franchir cela nous permettra de déterminer où nous pouvant implanter les appuis.

Pour faciliter et accélérer la réalisation de l'ouvrage les appuis seront implantés à des intervalles identiques.

Le pont que nous allons étudier est de 280 m, donc l'ouvrage est composé de 7 travées de 40 m. Il est constitué de 2 culées et 6 piles.

Tableau III-6 : Implantation des appuis de la 3em variante

PILE / CULEE	PK
C1	26+909
P1	26+949
P2	26+989
P3	27+029
P4	27+069
P5	27+109
P6	27.149
C2	27.189

III.3.4.4 PREDIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES.

III.3.4.4.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE.

On a suivi le document SETRA « VIPP » pour le dimensionnement de la poutre.

- **L'espacement des poutres :**

L'entraxe des poutres : $1.4 < \lambda < 2.5$, on prend $\lambda = 1.65 \text{ m}$

- **L'élancement des poutres H_T :**

L'élancement de la poutre est compris entre : $\frac{l}{22} < H_T < \frac{l}{17}$

$l=40 \text{ m}$, donc on prend $H_T=2.2 \text{ m}$.

- **Nombre des poutres N :**

Le nombre (N) des poutres est proportionnel à la largeur du tablier et l'espacement des

poutres tel que : $N = \frac{l_a}{\lambda} + 1$

l_a : l'espacement entre les deux poutres de rive qui est égale à 9.9 m .

λ : l'entraxe des poutres.

$N = \frac{9.9}{1.65} + 1 = 7 \rightarrow$ Donc on prendra 7 poutres.

- **Hauteur des poutres H_p :**

$H_p = H_T - H_{\text{hourdis}} = 2.2 - 0.2 = 2 \text{ m}$

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

La largeur envisagée doit satisfaire et assurer la stabilité au déversement des poutres et minimiser la largeur de l'hourdis coulée en place tel que :

$0.6 \times H_p < b < 0.7 \times H_p \rightarrow 0.6 \times 2 < b < 0.7 \times 2$

On prend $b=1.2 \text{ m}$

- **Epaisseur de la dalle de compression e :**

$$10\text{cm} < e < 15\text{cm}, \text{ donc on prend } e = \mathbf{15\text{cm}}$$

- **Largeur du talon L_T :**

$$45\text{cm} < L_T < 80\text{cm}, \text{ donc on prend } L_T = 60\text{cm}$$

- **Epaisseur du talon E_T :**

$$15\text{cm} < E_T < 25\text{cm}, \text{ donc on prend } E_T = 20\text{cm}$$

- **Epaisseur de l'âme à mi-travée b_0 :**

$$18\text{cm} < b_0 < 25\text{cm}, \text{ donc on prend } b_0 = 25\text{cm}$$

- **Epaisseur de l'âme à la zone intermédiaire b_0 :**

$$b_0 = 42\text{cm}$$

- **Epaisseur de l'âme à la zone d'about b_0 :**

Il faut augmenter l'épaisseur de l'âme pour résister à l'effort tranchant qui sera maximum à cette zone et pour faciliter la mise en place des ancrages des câbles. On prend alors $b_0 = 60\text{cm}$.

- **Epaisseur de l'hourdis H_H :**

L'hourdis joue trois rôles importants, il sert comme couverture de la dalle, l'agent principal à la transmission des charges à la poutre et il rigidifie le tablier.

$$20\text{cm} < H_H < 30\text{cm}, \text{ donc on prend } H_H = 20\text{cm}$$

III.3.4.5 PRESENTATION DU PONT A POUTRES.

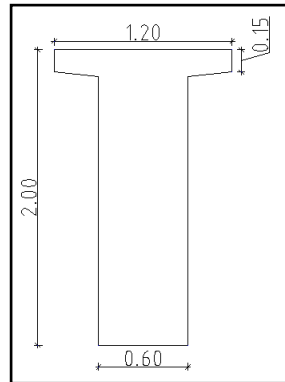


Figure III.18 Section d'about

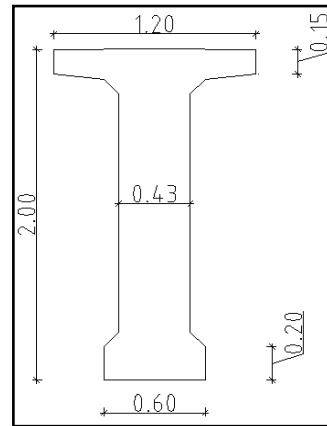


Figure III.19 Section intermédiaire

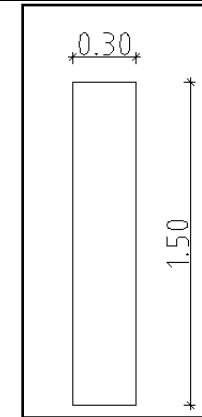


Figure III.20 Section d'entretoise

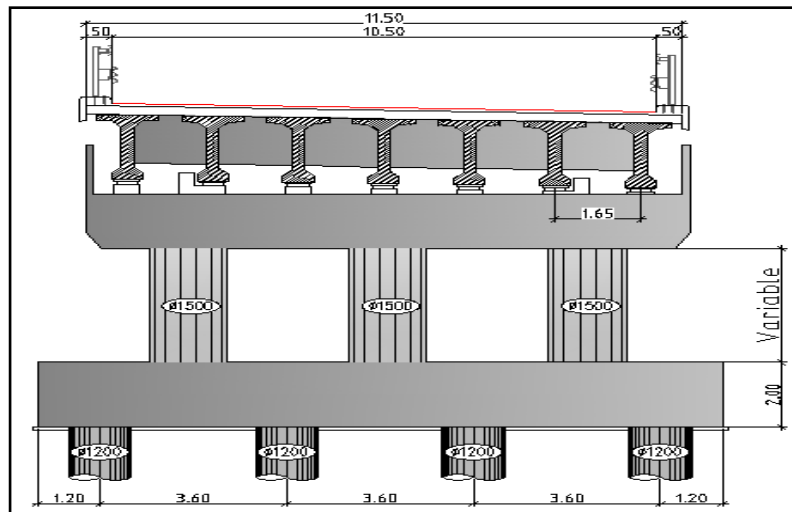


Figure III.21 Coupe transversale

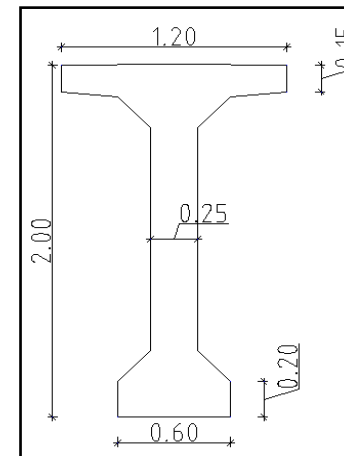


Figure III.22 Section médiane

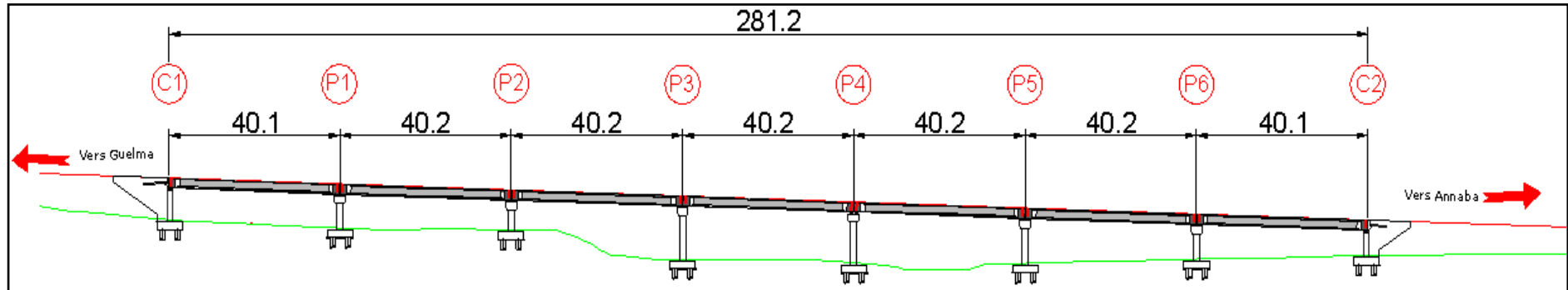


Figure III.23 Coupe longitudinale

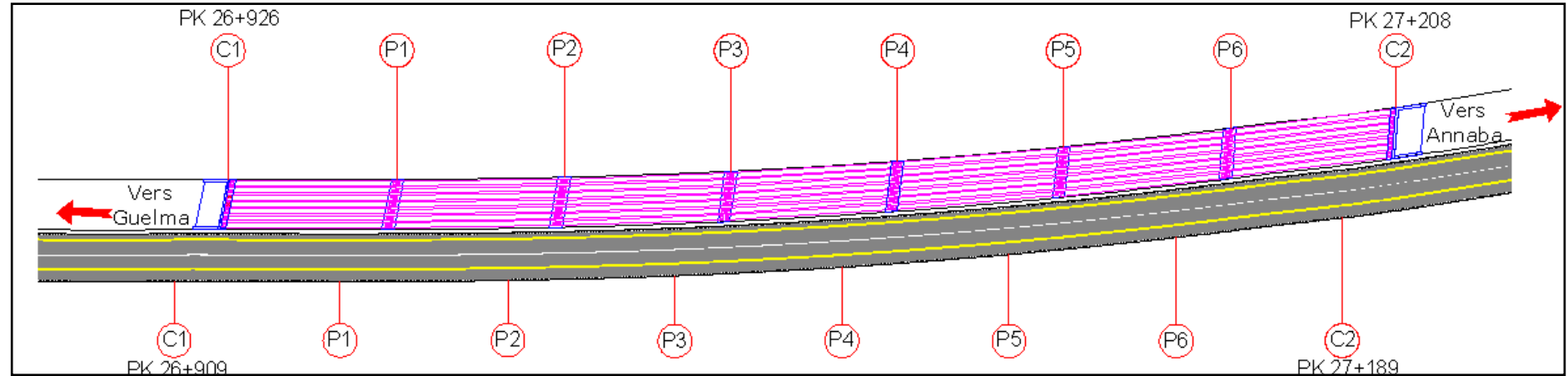


Figure III.24 Vue en plan

III.3.5 ANALYSE MULTICRITES.

Avant le choix de la variante retenue, on doit effectuer une analyse en tenant compte des aspects suivant :

- Esthétique : l'insertion au site.
- Economique : le coût de l'ouvrage.
- Le temps de réalisation : les délais de réalisation de l'ouvrage.
- La réalisation : la difficulté de réalisation et les risques des travaux.
- L'entretien de l'ouvrage.

❖ Méthodologie de l'analyse :

On mentionne pour chaque une des variantes ces points forts et points faibles, puis on les compare selon les aspects cité précédemment. Finalement on note chaque variante et on retient celle qu'elle le plus de point.

- **La comparaison des différentes variantes proposées :**

On attribuera pour chaque aspect cité précédemment une note compris entre 0 (la plus défavorable) et 3 (la plus favorable).

L'analyse multicritères est faite selon les aspects et règles suivantes :

Tableau III-7: les règles et les critères avec ces coefficients de l'analyse multicritères

Les critères	Coefficients	Justifications	La note
Le coût de l'ouvrage d'art	3	Ce critère est décisif au choix de la variante en Algérie .	- 3 - pour un ouvrage en poutre en béton précontrainte. - 2 - pour un ouvrage en voussoirs. - 1 - pour un ouvrage en poutre métallique.
Les risques des travaux	3	Evité les solutions compliquées pour éviter les dégâts .	- 3 - pour les tabliers mis en place par des grues. - 2 - pour les tabliers mis en place par des cintres. - 1 - pour les tabliers mis en place par des arcs et des cintres.
Les difficultés de réalisation	2	-La difficulté influe sur la bonne réalisation de l'ouvrage. -La main d'œuvre qualifiée est nécessaire pour une bonne réalisation.	- 3 - pour les ponts a poutres. - 2 - pour les ponts coulés sur place. - 1 - pour les ponts à voussoirs, en arcs ou en câbles.

Les délais de réalisation	3	Le coût du projet est proportionnel à ce critère.	-3- pour les ponts métalliques. -2- pour les ponts en béton précontrainte. -1- pour les ponts coulés sur place
L'entretien de l'ouvrage d'art	2	Provoquera des frais à long terme.	-3- pour les ponts voussoirs -2- pour les poutres précontraintes -1- pour les ponts métalliques.
L'esthétique	1	Dans notre cas c'est un critère peu décisif car notre ouvrage se situe dans une zone agricole.	-3- pour les ponts en câbles et en arcs -3- Pour les ponts voussoirs et métalliques. -1- pour les ponts a poutres.

Variante N°1 : Pont mixte :**Les points forts :**

- L'intégration harmonique dans le site.
- La légèreté de l'ouvrage.
- Les délais de réalisation.

Les points faibles :

- La problématique du transport des poutres.
- Les coûts élevés
- L'entretien et la maintenance des corrosions et des assemblages.
- La main d'œuvre qualifiée est demandée

Variante N°2 : Pont à voussoirs :**Les points forts :**

- L'intégration harmonique dans le site.
- L'entretien et la maintenance sont quasiment absents.

Les points faibles :

- La grande consommation des matériaux.
- Les coffrages spéciaux.
- Les délais de réalisation sont importants vis-à-vis des autres variantes.
- Les techniques de réalisations sont compliquées vis-à-vis des autres variantes.

Variante N°3 : Pont a poutres précontrainte :**Les points forts :**

- Les coûts de réalisation.
- La réutilisation des coffrages.
- La possibilité de réalisation sans échafaudages.
- Le délai de réalisation.

Les points faibles :

- Le transport des poutres.
- Le poids propre très important
- Le manque du critère esthétique.

On comparant ces variantes on obtient :

Tableau III-11: les résultats de l'analyse multi critères.

Les critères	Pont mixte	Pont a poutres en béton précontrainte	Pont à voussoirs
Les coûts Coefficient : 3	400000 D.A / m ² Note:1 Résultat :3	250000 D.A / m ² Note:3 Résultat :9	350000 D.A / m ² Note:2 Résultat :6
Les risques des travaux Coefficient : 3	Note:3 Résultat :9	Note:3 Résultat :9	Note:2 Résultat :6
Les difficultés de réalisation Coefficient : 2	Note:3 Résultat :6	Note:3 Résultat :6	Note:2 Résultat :4
Les délais de réalisation Coefficient : 3	Note:3 Résultat :9	Note:3 Résultat :6	Note:1 Résultat :3
L'entretien de l'ouvrage Coefficient : 2	Note:1 Résultat :2	Note:2 Résultat :4	Note:3 Résultat :6
L'esthétique de l'ouvrage Coefficient : 1	Note:2 Résultat :2	Note:1 Résultat :1	Note:3 Résultat :3
RESULTAT FINAL	31	35	28

CONCLUSION

Après avoir effectué l'analyse multicritères on a constaté que la variante « **Pont a poutres précontrainte** » est la meilleure. On fera une étude détaillée de cette variante dans les chapitres suivants.

CHAPITRE

IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1 LES CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1.1 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

IV.1.1.1 Formules utilisées :

Tableau IV-1 : Définition des caractéristiques géométriques

Formules	Définitions
$V = \frac{S_{/\Delta}}{B_{Net}}$ tel que $V = H - V'$	V et V' : la distance des fibres inférieures et supérieures par rapport CG. Δ : l'axe de la fibre inférieure.
B_{Brute}	Section de la poutre
$S_{/\Delta Brute} = B_{Brute} \times Z$	$S_{/\Delta Brute}$: le moment statique par rapport à l'axe Δ.
$I_{/\Delta Brute} = \sum I_0 + B_{Brute} \times Z^2$	$I_{/\Delta Brute}$: le moment d'inertie brute par rapport à l'axe Δ. I_0 : Le moment d'inertie passant par l'axe de centre de gravité. Z : La distance entre le CG de l'élément et le CG de la poutre.
$B_{Net} = 0.95 \times B_{Brute}$	B_{Net} : Section nette de la poutre.
$S_{/\Delta Net} = 0.95 \times S_{/\Delta Brute}$	$S_{/\Delta Net}$: Le moment statique net de section.
$I_{/\Delta Net} = 0.9 \times I_{/\Delta Brute}$	$I_{/\Delta Net}$: Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe Δ.
$I_G = I_{/\Delta} + S_{/\Delta} \times V'$	I_G : Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par centre de gravité.
$\rho = \frac{I_G}{V \times V' \times B_{Net}}$	ρ : Le rendement de la section.

IV.1.1.2 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION MEDIANE

- **Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée :**

Tableau IV-2 : Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée

Désignations	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Z(cm)	I ₀ (m ⁴)	I _{/Δ} =I ₀ +BxZ ²	I _G =I ₀ +Bx(Z-Y _G)
Rectangle 1	25	200	5000	100	16666666,67	66666666,67	17194011,6
Rectangle 2x2	47	15	705	192	13218,75	26002338,75	4722494,706
Rectangle 3x2	18	3	54	183	40,5	1808446,5	285683,2535
Rectangle 4x2	18	20	360	10	12000	48000	3631452,486
Triangle 5x2	18	18	162	26	2916	112428	1153342,927
Triangle 6x2	18	18	162	176	2916	5021028	702830,1883
Triangle 7x2	30	3	45	182	22,5	1490602,5	231557,4108
Total						135632354,2	38648733,54

$$Y_G = \sum \frac{B_i \times Z_i}{B_i} = 110.26 \text{ cm}$$

Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée

B_{Brute}	7976 cm²
B_{Net}	7577,2 cm²
I_{ΔBrute}	135632354,2 cm⁴
I_{ΔNet}	122069118,8 cm⁴
V'	89.73 cm
V	110.26
I_G	38648733,54 cm⁴
I_{Gnet}	34783860,18 cm⁴
ρ	0.469

- **Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée :**

Tableau IV-4 : Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée avec hourdis

Désignations	X(cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Z(cm)	I ₀ (m ⁴)	I _Δ =I ₀ +BxZ ²	I _G = I ₀ +Bx(Z-Y _G)
Rectangle 1	25	200	5000	100	16666666,67	66666666,67	24450761,33
Hourdis	165	20	3300	210	110000	145640000	16532050,9
Rectangle 2x2	47	15	705	192	13218,75	26002338,75	1959593,097
Rectangle 3x2	18	3	54	183	40,5	1808446,5	102426,2542
Rectangle 4x2	18	20	360	10	12000	48000	6045238,924
Triangle 5x2	18	18	162	26	2916	112428	2088242,787
Triangle 6x2	18	18	162	176	2916	5021028	219254,7062
Triangle 7x2	30	3	45	182	22,5	1490602,5	81470,05083
Total						281272354,2	45443212,97

$$Y_G = \sum \frac{B_i \times Z_i}{B_i} = 139.45 \text{ cm}$$

Tableau IV-5 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée avec hourdis

B_{Brute}	11276 cm²
B_{Net}	10712.2 cm²
I/Δ_{Brute}	281272354,2 cm⁴
I/Δ_{Net}	253145118,8 cm⁴
V'	80.54 cm
V	136.45 cm
I_G	45443212,97 cm⁴
I_{Gnet}	40898891,67 cm⁴
ρ	0.34

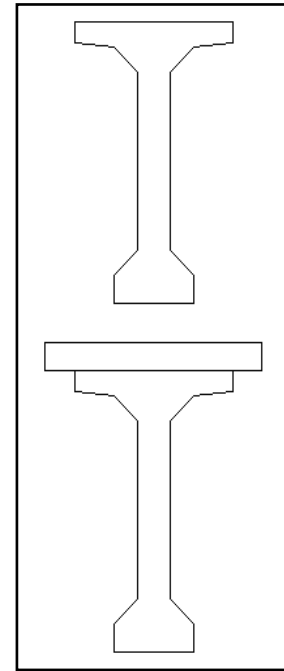


Figure IV-1 : Section a mi-travée

IV.1.1.3 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION D'ABOUT :

- **Caractéristiques géométriques de la poutre à la section d'about sans hourdis :**

Tableau IV-6 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis

V (cm)	106.99
V' (cm)	93.01
I (cm⁴)	47717753.89
B (cm²)	12990
B_{Net} (cm²)	12340,5
ρ	0.39

- **Caractéristiques géométriques de la poutre à la section d'about avec hourdis :**

Tableau IV-7 : Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis

V (cm)	127.85
V' (cm)	92.15
I (cm⁴)	75750257.43
B (cm²)	16290
B_{Net} (cm²)	15 475,5
ρ	0.41

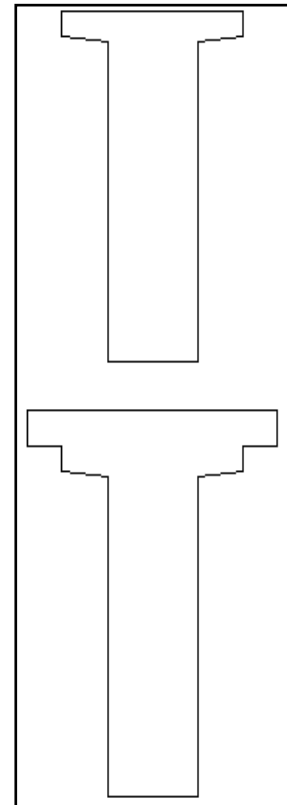


Figure IV-2 : Section d'about

IV.1.1.4 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION INTERMEDIARE :

- **Caractéristiques géométriques de la poutre à la section intermédiaire sans hourdis :**

Tableau IV-8 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis

V (cm)	108.60
V' (cm)	91.4
I (cm⁴)	42201367.29
B (cm²)	10236
B_{Net} (cm²)	9724.2
ρ	0.43

- **Caractéristiques géométriques de la poutre à la section intermédiaire avec hourdis :**

Tableau IV- : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis

V (cm)	133.32
V' (cm)	66.68
I (cm⁴)	67968474.46
B (cm²)	13536
B_{Net} (cm²)	12859.2
ρ	0.58

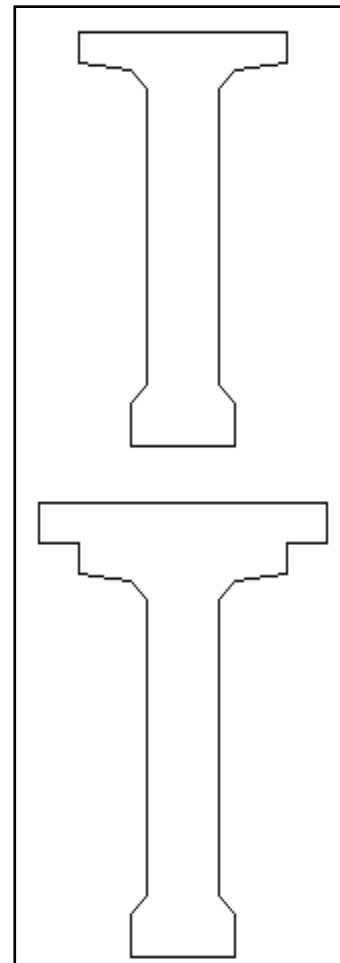


Figure IV-3 : Section intermédiaire

IV.1.2 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.1.2.1 BETON :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression qui est évalué à l'âge de 28 jours et notée f_{c28} . Il est dosé **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

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

IV.1.2.1.1 LA RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28j \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35MPa & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 27MPa & \text{pour le béton de l'infrastructure} \end{cases}$$

IV.1.2.1.2 LA RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION :

Cette caractéristique est proportionnelle à la résistance à la compression, et elle est notée dans le BAEL avec la formule suivante :

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

Donc on obtient :

$$f_{t28} = \begin{cases} 2.7MPa & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 2.22MPa & \text{pour le béton de l'infrastructure} \end{cases}$$

IV.1.2.1.3 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES :

Les contraintes sont bornées a des valeurs appelées contraintes admissibles, elles sont définies par :

IV.1.2.1.3.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION A L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \begin{pmatrix} \begin{pmatrix} 19.83MPa \rightarrow \text{situation durable et transitoire} \\ 25.86MPa \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{pmatrix} \text{ pour } f_{c28} = 35MPa \\ \begin{pmatrix} 15.30MPa \rightarrow \text{situation durable et transitoire} \\ 15.30MPa \rightarrow \text{situation durable et transitoire} \end{pmatrix} \text{ pour } f_{c28} = 27MPa \end{pmatrix}$$

IV.1.2.1.3.2 CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION A L'ELS :

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28}, & \text{en service} \\ 0.6 \times f_{c28}, & \text{en construction} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \begin{pmatrix} \begin{pmatrix} 17.5MPa \rightarrow \text{en service} \\ 21MPa \rightarrow \text{en construction} \end{pmatrix} \text{ pour } f_{c28} = 35MPa \\ \begin{pmatrix} 13.5MPa \rightarrow \text{en service} \\ 16.2MPa \rightarrow \text{en construction} \end{pmatrix} \text{ pour } f_{c28} = 27MPa \end{pmatrix}$$

IV.1.2.1.3.3 CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA TRACTION A L'ELS :

La contrainte de traction du béton doit être bornée par les valeurs suivantes :

- En situations d'exploitations, sous l'effet de combinaison rare et en situations de construction f_{tj} , dans la section d'enrobage $1.5f_{tj}$ ailleurs.
- « 0 » en situations d'exploitations, sous l'effet de combinaison fréquente.

IV.1.2.1.4 DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON :

Selon le **BPEL** il existe deux modules de déformation longitudinale pour le béton indiqué comme suit : 35982MPa pour

- Module de déformation instantanée du béton <24h

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} MPa \rightarrow \begin{cases} 35982 MPa, \text{ pour } f_{c28} = 35 MPa \\ 3300 MPa, \text{ pour } f_{c28} = 27 MPa \end{cases}$$

- Module de déformation différée du béton >24h

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \rightarrow \begin{cases} 12103 MPa, \text{ pour } f_{c28} = 35 MPa \\ 11100 MPa, \text{ pour } f_{c28} = 27 MPa \end{cases}$$

IV.1.2.1.5 DEFORMATION TRANSVERSALE DU BETON :

La formule est donnée comme suit :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \text{ avec } \nu = 0.2 \text{ pour le béton}$$

IV.1.2.2 LES ACIERS :

Dans les ponts à poutres en béton précontraint on utilise des aciers qui sont partagés en deux natures différentes :

- **L'acier actif**, qui crée et maintient la précontrainte sur le béton.
- **L'acier passif**, nécessaire pour reprendre l'effort tranchant, limiter les fissurations et c'est aussi l'acier de construction.

IV.1.2.2.1 L'ACIER ACTIF :

Les aciers actives sont des armatures qui ont une haute limite d'élasticité qu'on utilise lors de la réalisation du béton précontraint soit par pré-tension ou post tension.

IV.1.2.2.2 L'ACIER PASSIF :

L'armature passive est une armature comparable à celle du béton armé.

- **La limite élastique :**
 - La limite élastique des aciers actifs est égale à **1674MPa**
 - La limite élastique des aciers passifs est égale à **500MPa**
- **Module de YOUNG :**
 - Le module d'élasticité des aciers actifs est égal à **190000MPa**
 - Le module d'élasticité des aciers passifs est égal à **210000MPa**

- **Contrainte limite de traction :**

- En fissurations peu nuisibles :

$$\sigma_{st} \leq F_e / \gamma_s$$

- En fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right\}$$

- En fissurations très préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.5 F_e; 90 \sqrt{\eta F_{tj}} \}$$

IV.1.2.3 LA PRECONTRAINTE :

Les qualités de la précontrainte sont :

- Une bonne résistance à la compression à court et long terme.
- Une bonne résistance aux agents agressifs.
- De bonnes déformabilités instantanées et différées.
- Une bonne maniabilité pour la mise en œuvre.

Les torons utilisés dans cet ouvrage sont T15S **TBR** (très basses relaxations) de $\phi = 15.7mm$.

Les caractéristiques de ces torons sont :

- Résistance ultime $f_{prg} = 1860$ MPa.
- Limite élastique $f_{peg} = 1674$ MPa.
- Module d'élasticité $E_p = 190000$ MPa
- Section du toron $A_p = 150mm^2$
- La très basse relaxation est caractérisée comme suit : $\rho_{1000} = 2.5\%$ et $\mu_0 = 0.43$.

CHAPITRE

V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 LES CHARGES

On peut diviser la charge des ponts en 2 catégories :

- Les charges permanentes.
- Les charges dues au trafic.

V.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

V.2.1 LES ELEMENTS PORTEURS (CHARGE PERMANENTE CP)

a) Poids total des poutres :

Les poutres de notre ouvrage ont trois sections différentes (figure V.1).

Sab : section d’about (figure V.2).

Si :section intermédiaire (figure V.3).

Sme :section médian(figure V.4).

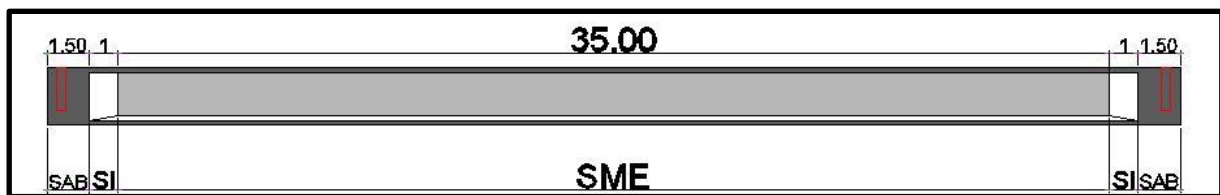


Figure V.1 : Profil en long de la poutre

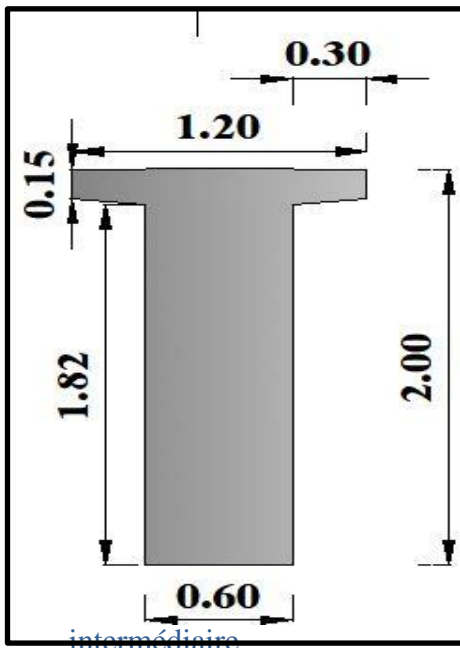


Figure V.2 Section d’about

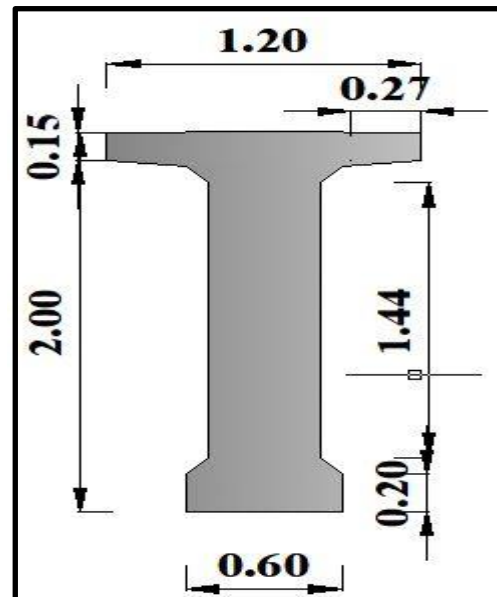


Figure V.3 Section

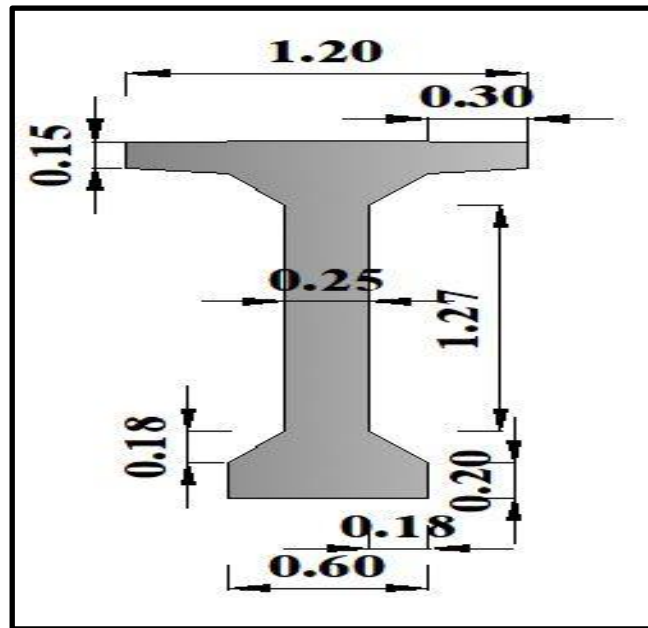


Figure V.4 Section médiane

On a :

$$\mathbf{Volume_{poutre} = surface_{about} \times 3 + surface_{intermediare} \times 2 + surface_{médian} \times 35}$$

$$\mathbf{Volume_{poutre} = 1.3 \times 3 + 1.03 \times 2 + 0.79 \times 35 = 33.61 \text{ m}^3}$$

$$\mathbf{poids_{poutre} = Volume_{poutre} \times Poids \text{ volumique}_{\text{beton armé}}}$$

$$\mathbf{poids_{poutre} = 33.61 \times 25 = 84.025 \text{ tonnes}}$$

Le poids total des poutres d'une travée :

$$\mathbf{Poids_{total} = poids_{poutre} \times nombre_{poutre}}$$

$$\mathbf{Poids_{total} = 84.025 \times 7 = 588.175 \text{ tonnes}}$$

$$\mathbf{G_{poutre} = \frac{588.175}{40} = 14.7 \text{ t/ml}}$$

b) Poids total de la dalle :

-L'épaisseur de la dalle= 20cm

-la largeur de la dalle :11.5m

$$\mathbf{G_{dalle} = 0.2 \times 11.5 \times 2.5 = 5.75 \text{ tonnes}}$$

c) Poids de l'entretoise :

$\text{volume}_{\text{entretoises}} = \text{surface} \times \text{largeur}$

$\text{volume}_{\text{entretoises}} = 1.9 \times 0.3 \times 6 = 6.84 \text{m}^3$

$\text{poids}_{\text{entretoises}} = \text{volume}_{\text{entretoise}} \times \text{poids}_{\text{volumique béton}} = 6.84 \times 2.5 = 17.1 \text{ tonnes}$

$G_{\text{entretoises}} = \frac{17.1}{40} = 0.4275 \text{ tonnes /ml}$

V.2.2 COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)

a) Les trottoirs :

les dimensionnements de territoire sont :

la largeur = 0.5m

la hauteur = 0.3m

$\text{poids}_{\text{territoire}} = 0.3 \times 0.5 \times 2.5 = 0.375 \text{ tonnes/ml}$

pour deux territoires on a

$\text{poids}_{\text{territoires}} = 0.375 \times 2 = 0.75 \text{ tonnes/ml}$

b) Poids du revêtement :

$G_{\text{revêtement}} = l_R \times E_{\text{revetement}} \times P_{\text{propre}}$

$G_{\text{revêtement}} = 10.5 \times 0.08 \times 24 = 2.016 \text{ tonnes/ml}$

c) Poids des corniches :

$G_{\text{corniches}} = \text{SURFACE}_{\text{CORNICHE}} \times 2 \times P_{\text{propre}}$

$G_{\text{corniches}} = 0.0898 \times 2 \times 25 = 0.449 \text{ tonnes/ml}$

d) Poids des garde-corps :

$P_{\text{garde-corps}} = 0.1 \times 2 = 2 \text{ tonnes/ml}$

Tableau V .1 Le bilan des charges permanentes

Les Charges	Eléments	Poids (tonnes/ml)	Poids Total (tonnes)
CP	Poutres	14.784	588.175
	Dalle	5.75	230
	Entretoises	0.4725	17.1
CCP	Trottoirs	0.75	30
	Revêtements	2.016	80.64
	Corniches	0.449	17.96
	Garde-corps	0.2	8
G (Une seule travée)	Total	24.42	971.8

V.3 CALCUL DES CHARGES DUES AU TRAFIC :

V.3.1 CHARGE A CONSIDERER :

Deux systèmes de charges civiles A(l) et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont indépendants. En outre, les itinéraires, faisant l'objet d'un classement, doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds M ou de convois exceptionnels D.

V.3.2 LARGEUR ROULABLE, LARGEUR CHARGEABLE, NOMBRE DE VOIES ET LARGEUR D'UNE VOIE

V.3.2.1 LARGEUR ROULABLE :

Elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, pour notre pont on a la largeur roulable $L_R = 10.5$ mètre linéaire.

V.3.2.2 LARGEUR CHARGEABLE :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Notre pont est équipé par des gardes corps sur les deux extrémités, donc : $L_c = 9.5$ mètre linéaire.

V.3.2.3 NOMBRE DE VOIES :

Selon le RCPR, les chaussées comportant un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres. $N = \text{int} \left(\frac{9.5}{3} \right) = 3$ voies.

V.3.2.4 LARGEUR D'UNE VOIE :

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies. Pour notre pont, on a 9.5 mètre pour la diviser en voies de circulation. $V = \frac{9.5}{3} = 3.17$ mètre linéaire.

V.3.2.5 CLASSIFICATION DU PONT :

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable L_R . On a $L_R = 10.5$ mètre linéaire, Donc notre ouvrage est de **1 ère classe**.

V.3.3 SYSTEME DE CHARGE A(L) :

Le système A(l) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(l), exprimé en KN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre.

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

Avec : l est longueur chargée (longueur de portée) exprimé en m :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+39} = 9.22 \text{ KN/m}^2$$

A partir de A(l) on calcule $A_1(l)$ selon la relation :

$$A(l) = \text{Max}(a_1 \times A(l) ; 4 - 0.002 \times l)$$

- a_1 coefficient de dégressivité

Tableau V.2 : coefficient de dégressivité selon RCPR

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	-	-	-

Tableau 4.1 : coefficients a_1

$$A_2(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur Voies charges}$$

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

Où :

v_0 : largeur d'une voie selon RCPR

v : est la largeur réelle d'une voie.

Donc : $a_2 = \frac{3.5}{3.17} = 1.11$

On résume les résultats sur le tableau suivant :

TABLEAU V .3 : Les valeurs de SYSTEME DE CHARGE A(L)

Nbr de voies	L(m)	A(l) KN/m ²	a ₁	a ₂	A(l) x a ₂ x a ₃ x KN/m ²	Largeur	A ₂ (l) KN/m
1	39	9.22	1	1.11	10.19	3.17	32.28
2	39	9.22	1	1.11	10.19	6.33	64.56
3	39	9.22	0.9	1.11	9.17	9.50	87.16

V.3.4 SYSTEME DE CHARGE B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 Tonnes).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux (32 Tonnes).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 Tonnes).

Coefficient de majoration dynamique :

Selon le règlement RCPR le coefficient δ appelé 'coefficient de majoration dynamique'

déterminé par la formule :
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L : La longueur de l'élément exprimée en mètres (m).

G : Le poids propre de l'élément (KN).

S : La valeur maximal de la charge considérée. (KN), la valeur de S est obtenue après multiplication par des coefficients.

V.3.4.1 SYSTEME DE CHARGE Bc

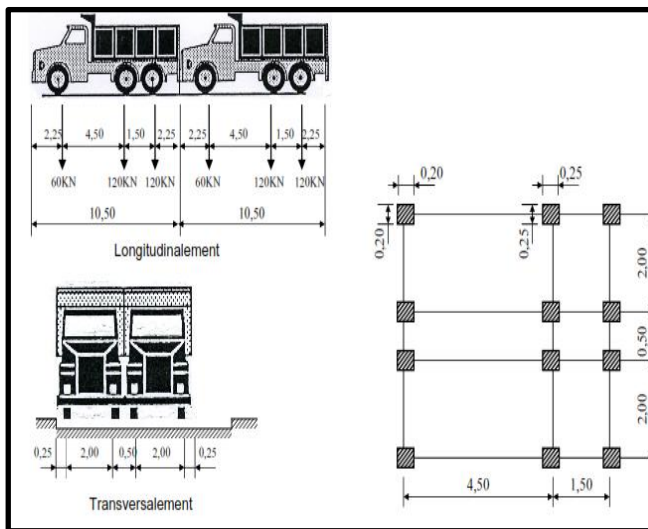
On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : le nombre maximal de files que l'on peut Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

Disposition dans le sens longitudinal : le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**.

Tableau V.4. Valeur du coefficient



Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	.	.	.
Troisième	1,00	0,80	.	.	.

bc

Figure V.5. Disposition du system Bc selon RCPR

➤ **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

On résume les résultats sur le tableau suivant :

Tableau V .5 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système Bc

Nbr des voies chargées	bc	S(KN)	G(KN)	δ
1	1.2	720	9718	1.055
2	1.1	1320	9718	1.064
3	0.95	1710	9718	1.070

V.3.4.2 SYSTEME DE CHARGE Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 16 Tonnes), à roues simples munies de pneumatiques.

Disposition dans le sens transversal : si le pont ne comporte qu'une seule voie, on disposera d'un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement n'est que de deux. Ils peuvent être contigus ou séparer pour produire l'effet le plus défavorable.

Disposition dans le sens longitudinal : un seul tandem est disposé. Chaque tandem est supposé de circuler dans l'axe de la bande longitudinale.

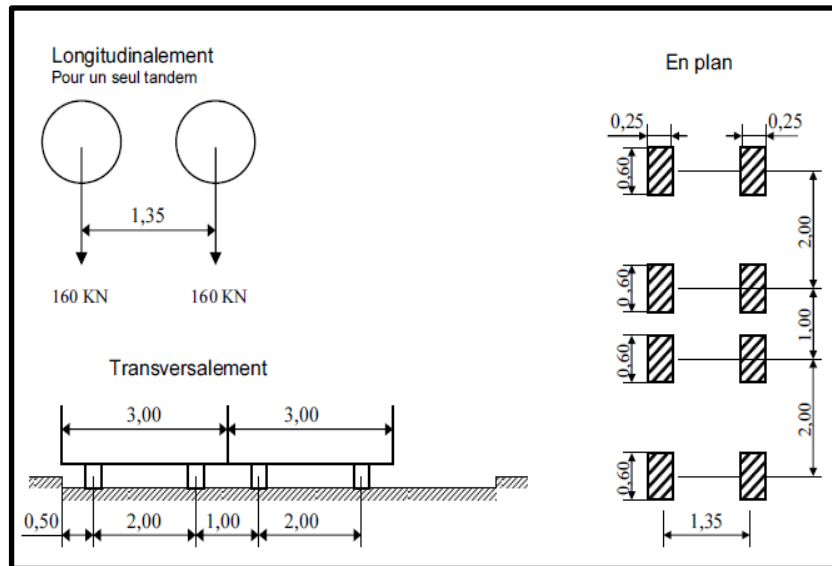


Figure V.7 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge Bt selon RCPR

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient b_t .

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

➤ **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

On résume les résultats sur le tableau suivant :

Tableau V .6 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nbr de voies chargées	b_t	S(KN)	G(KN)	δBt
1	1.2	384	9718	1.050
2	1.2	768	9718	1.056

V.3.5 EFFORTS DE FREINAGE :

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant ; la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

V.3.5.1 SYTEME DE CHARGE BC :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge Bc est donné d'après le RCPR :

$$Fr_{(Bc)} = B_C$$

$$Fr = 300 \times 1.2 = 360 \text{ KN}$$

V.3.5.2 SYSTEME DE CHARGE A (L)

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A(l) est donné d'après le RCPR :

$$Fr_{(Bc)} = \frac{A2(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S= surface de chargement

Tableau V .7 : Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L)

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	126,67	10,19	63,16
2	253,33	10,19	123,64
3	380,00	9,17	163,45

V.3.6 CHARGE MILITAIRE MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 (Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles avec une charge totale de 110 T) qui sont susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définies précédemment A et B.

Disposition dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit le nombre de voies disponibles.

Disposition dans le sens longitudinal : le nombre des véhicules Mc n'est pas limité.

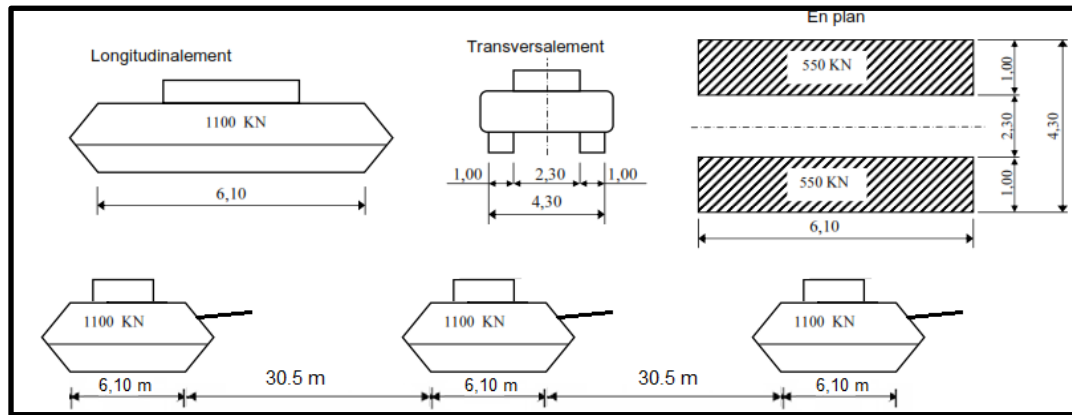


Figure V.8 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge MC120 selon RCPR

➤ **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

La surcharge S est obtenue en disposant le maximum de charge du système $Mc\ 120$ sur l'ouvrage, soit 1 véhicule dans notre cas.

On résume les résultats sur le tableau suivant :

Tableau V .8 : Les valeurs coefficient de majoration dynamique du système $Mc120$

Nbr de files chargées	S(KN)	G(KN)	δ_{Mc120}
1	1100	9718	1.061

➤ **Calcul de la charge QM_{c120} :**

$$QM_{c120} = \frac{1100 \times 1,061}{6,1} = 191.14 \text{ KN/ml}$$

V.3.7 CONVOI EXCEPTIONNEL D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 Tonnes de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long.

Le convoi exceptionnel D240 est supposé rouler à une vitesse au maximum égale à 10 Km/h. Ce système n'est pas donc concerné par la majoration dynamique, il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge.

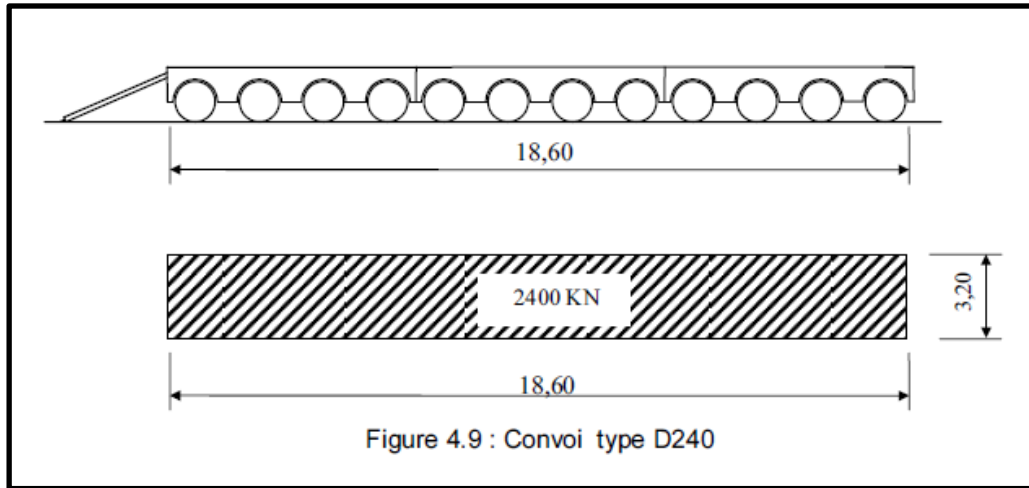


Figure V.9 : Disposition transversal et longitudinal de système de charge D240 selon RCPR

Disposition dans le sens transversal : l'axe longitudinal de la charge exceptionnelle est situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Disposition dans le sens longitudinal : il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

➤ Calcul de la charge QD240 :

$$QD_{240} = \frac{2400}{18.6} = 129.03 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE

VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI. CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Dans ce chapitre on va calculer les efforts longitudinaux due aux charges et surcharges qu'on a évaluées lors du chapitre précédent.

VI.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS :

VI.1.1 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT DU A LA CHARGE PERMANENTE

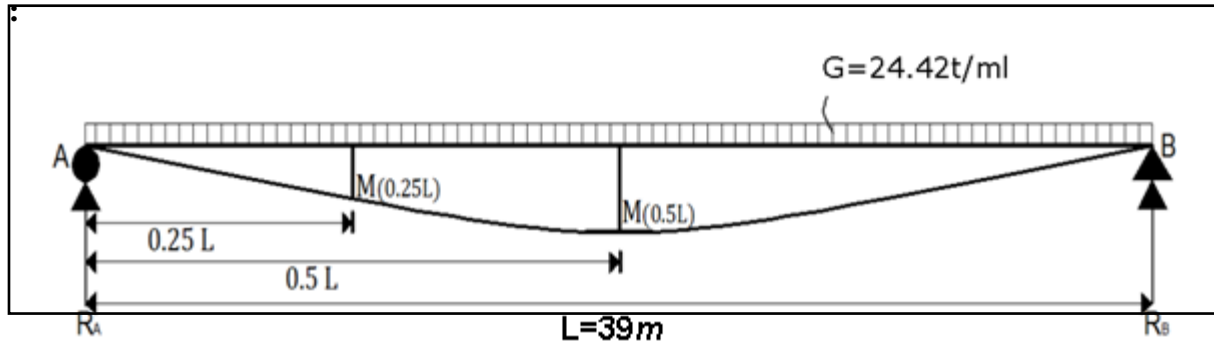


Figure VI-1 : Le moment du a la charge permanente.

❖ Calcul des Réaction R_A et R_B

$$R_A = R_B = G \times L / 2 ; R_A = R_B = 24.42 \times 39 / 2 = 476.19 \text{ t}$$

❖ Calcul du moment fléchissant

$$X = 0.25L$$

$$M(X=0.25L) = - \left(G \times 0.25L \times \frac{0.25L}{2} \right) + R_A \times 0.25L = 3482.14 \text{ t.m}$$

$$X = 0.5L$$

$$M(X=0.5L) = G \times L^2 / 8 = 4642.85 \text{ t.m}$$

VI.1.2 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT $A(l)$:

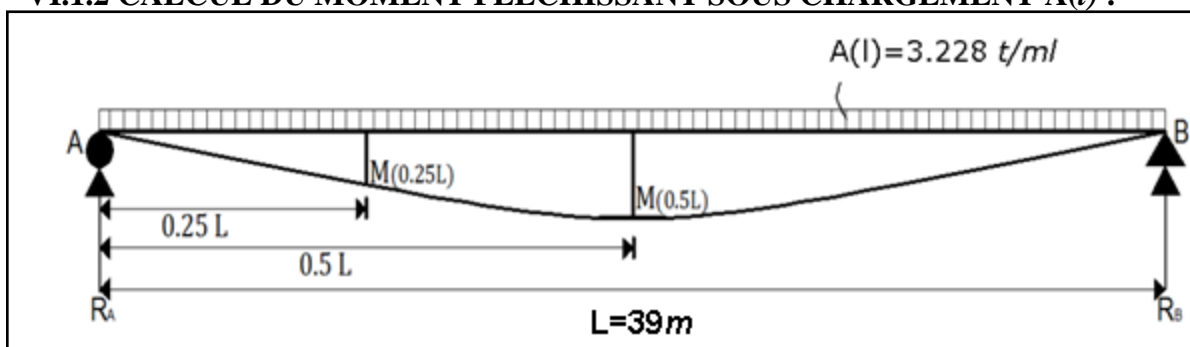


Figure VI-2 : Le moment dû à la charge $A(L)$

❖ Calcul des Réaction R_A et R_B

$$R_A = R_B = A(l) \times 0.5L$$

$$1 \text{ Voie chargée} \rightarrow R_A = 3.228 \times 0.5 \times 40 = 62.94 \text{ t}$$

$$2 \text{ Voies chargées} \rightarrow R_A = 6.456 \times 0.5 \times 40 = 125.89 \text{ t}$$

3 Voies chargées → $R_A=8.716 \times 0.5 \times 40=169.96 t$

❖ **Calcul du moment fléchissant**

$X = 0.25L$

$M(X=0.25L)=-\left(A(l) \times 0.25L \times \frac{0.25L}{2}\right) + R_A \times 0.25L$

1 Voie chargée → $M=460.29 t.m$

2 Voies chargées → $M=920.55 t.m$

3 Voies chargées → $M=1242.84 t.m$

$X = 0.5L$

$M(X=0.5L)=A(l) \times L^2 / 8$

1 Voie chargée → $M=613.72 t.m$

2 Voies chargées → $M=1227.44 t.m$

3 Voies chargées → $M=1657.12 t.m$

VI.1.3 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT Bc :

Le système Bc est constitué d'un convoi de charge ponctuelle auquel on doit chercher la position qui donne la sollicitation maximale, pour cela on utilise la méthode de « Barré » qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.

Théorème de « **BARRE** » :

« Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ».

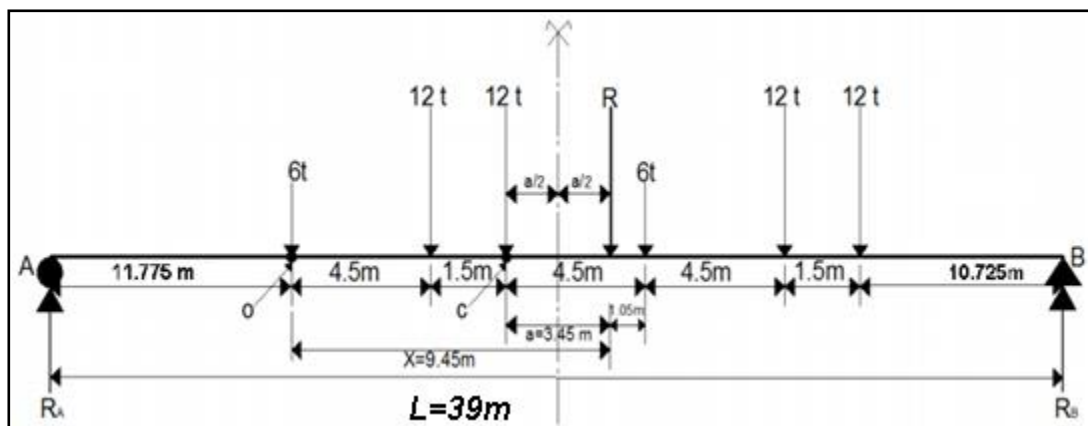


Figure VI-3 : Disposition des charges du système Bc.

$$XG = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i}$$

$$\sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$X_G = \frac{(12 \times 16.5) + (12 \times 15) + (6 \times 10.5) + (12 \times 6) + (12 \times 4.5)}{60} = 9.75 \text{ m}$$

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

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point C) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre :

❖ Calcul des Réaction R_A et R_B

$$R_B = \frac{6 \times 11.775 + 12 \times 16.275 + 12 \times 17.775 + 6 \times 22.275 + 12 \times 26.775 + 12 \times 28.275}{39} = 32.65 \text{ t}$$

$$R_A = 60 - R_B = 27.35 \text{ t}$$

❖ Calcul des Réaction M/C

$$M/C = R_A \times 17.775 - (6 \times 6) - (12 \times 1.5) = 432.14 \text{ t.m}$$

$$1 \text{ Voie chargée} \rightarrow M_{1/C} = M/C \times \delta_{Bc 1v} \times b_{c 1} = 547.08 \text{ t.m}$$

$$2 \text{ Voies chargées} \rightarrow M_{2/C} = M/C \times \delta_{Bc 2v} \times b_{c 2} \times 2 = 1010.60 \text{ t.m}$$

$$3 \text{ Voies chargées} \rightarrow M_{3/C} = M/C \times \delta_{Bc 3v} \times b_{c 3} \times 3 = 1317.81 \text{ t.m}$$

VI.1.4 Calcul du moment fléchissant sous chargement Bt :

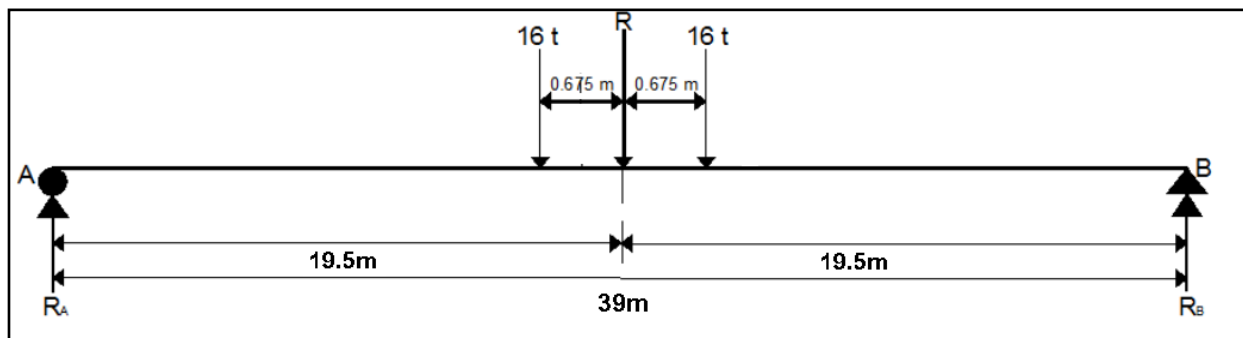


Figure VI-4 : Disposition des charges du système Bt.

❖ Calcul des Réaction R_A et R_B

$$R_A = R_B = 16 \text{ t.}$$

$$M = R_A \times 19.5 - 16 \times 0.675 = 301.2 \text{ t.m}$$

$$M_{1\text{tandem}} = M \times \delta_{Bt 1x} \times b_t = 379.51 \text{ t.m}$$

$$M_{2\text{tandems}} = M \times \delta_{Bt 2x} \times b_t \times 2 = 762.63 \text{ t.m}$$

VI.1.5 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT M_{C120} :

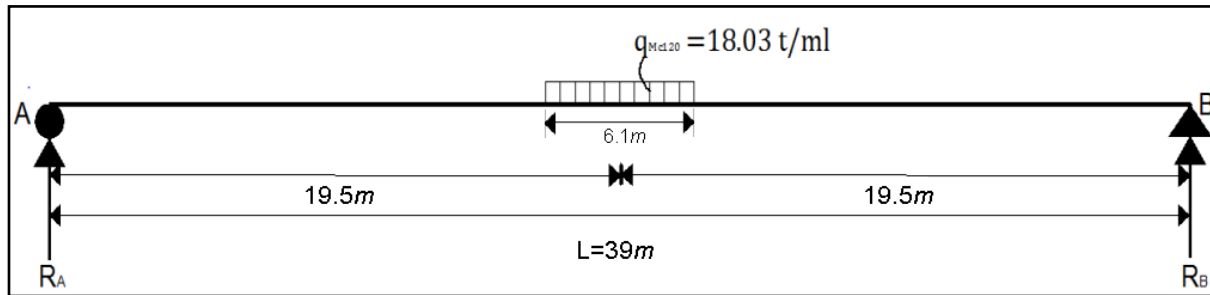


Figure VI-5 : Disposition des charges du système M_{C120}

❖ **Calcul des Réaction R_A et R_B :**

$$R_A = R_B = 18.03 \times 6.1 / 2 = 55 \text{ t.}$$

$$M = 55 \times 19.5 - 18.03 \times 3.01 \times 3.01 / 2 = 990.82 \text{ t.m.}$$

$$M_{Mc120} = M \times \delta_{MC120} = 1050.26 \text{ t.m}$$

VI.1.6 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGEMENT D_{240} :

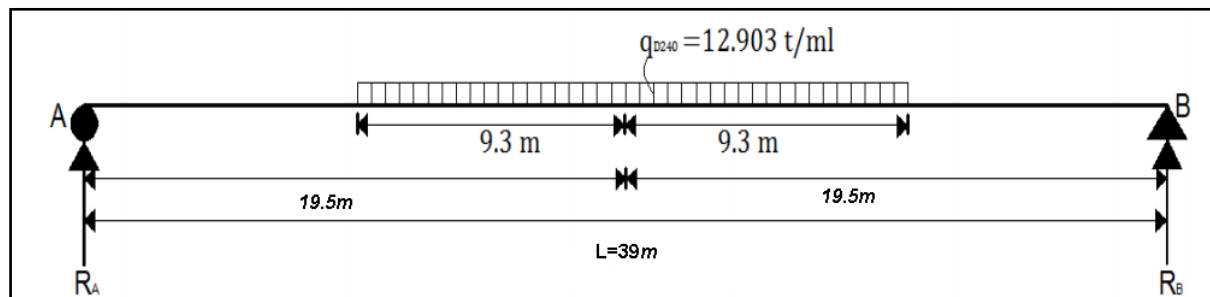


Figure VI-6 : Disposition des charges du système D_{240}

❖ **Calcul des Réaction R_A et R_B :**

$$R_A = R_B = 12.903 \times 9.3 = 120 \text{ t.}$$

$$M = 120 \times 19.5 - 12.903 \times 9.3 \times 9.3 / 2 = 1782 \text{ t.m}$$

Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$

Charges et surcharges		M (0.5L) t.m	M/7 poutre t.m
Charge permanente G		4642.85	663.26
A(l)	1 voie	613.72	87.67
	2 voies	1227.44	175.34
	3 voies	1657.12	236.73
Bc	1 voie	547.08	78.15
	2 voies	1010.60	144.37
	3 voies	1317.81	188.25
Bt	1 tandem	379.51	54.21
	2 tandems	762.63	108.94
Mc120		1050.26	150.03
Convoi D240		1782	254.57

VI.2.CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

VI.2.1 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT PERMANENT G :

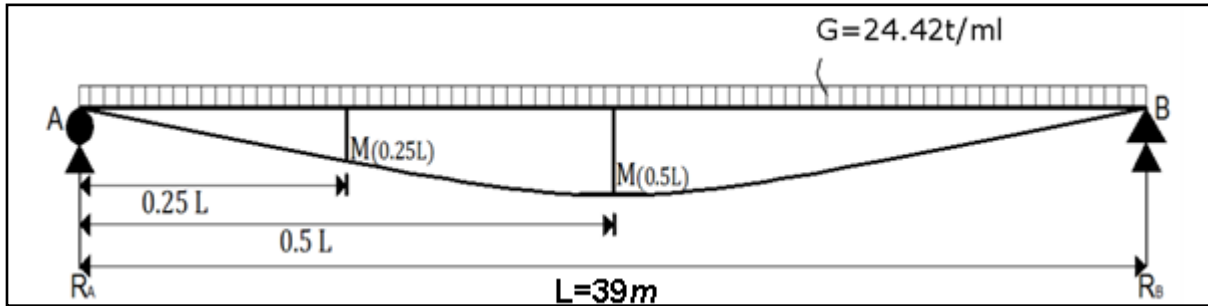


Figure VI-7 : La défavorable disposition de G.

On a $R_A=R_B = 476.19 t$

Donc on obtient $T(x=0)=R_A$; $T(x=0)= 476.16 t$

VI.2.2 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT A(L) :

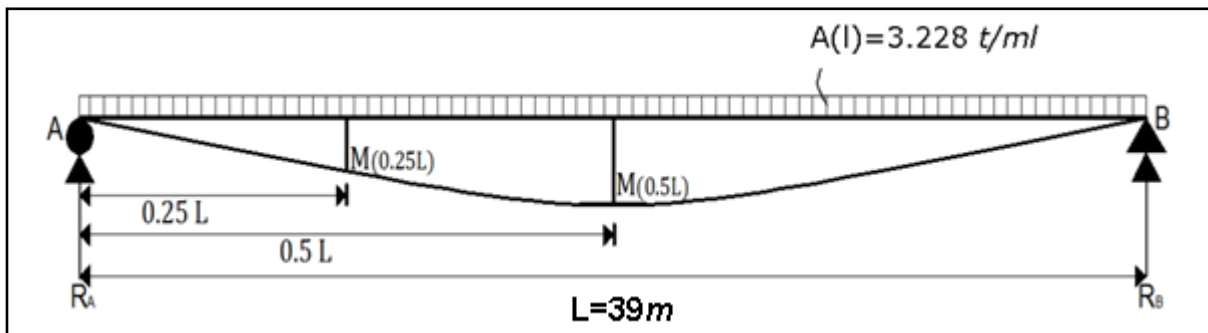


Figure VI-8 : La défavorable disposition de A(l)

On a $R_A=R_B$, et à $x=0 m$, on obtient :

1 Voie chargée → $T_{1V}=R_A=3.228 \times 0.5 \times 40=62.94 t$

2 Voies chargées → $T_{2V}=R_A=6.456 \times 0.5 \times 40=125.89 t$

3 Voies chargées → $T_{3V}=R_A=8.716 \times 0.5 \times 40=169.96 t$

VI.2.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT BC :

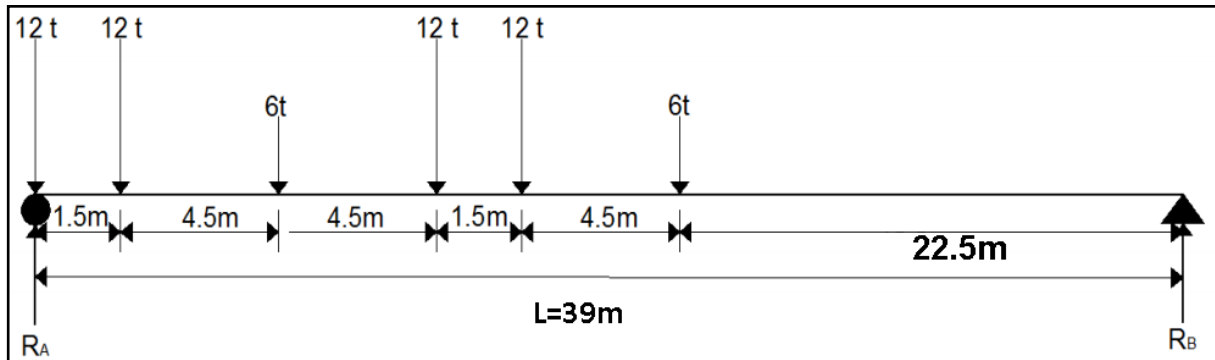


Figure VI-9 : La défavorable disposition de Bc.

On a :

$$R_B = \frac{12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5}{39} = 10.84t$$

$$T = R_A = 60 - R_B = 49.15 t$$

$$1 \text{ Voie chargée} \rightarrow T_{1V} = T \times \delta_{Bc_{1v}} \times b_{c_{1v}} = 62.22 t$$

$$2 \text{ Voies chargées} \rightarrow T_{2V} = T \times \delta_{Bc_{2v}} \times b_{c_{2v}} \times 2 = 114.94 t$$

$$3 \text{ Voies chargées} \rightarrow V_{3V} = T \times \delta_{Bc_{3v}} \times b_{c_{3v}} \times 3 = 149.88 t$$

VI.2.4 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS BT :



Figure VI-10 : La défavorable disposition de Bt..

$$R_B = \frac{16 \times 1.35}{39} = 0.55t \rightarrow R_A = 31.44 t$$

A x=0 m, on obtient T=R_A.

$$T_{1tandem} = T \times \delta_{Bt_{1x}} \times b_t = 39.61 t$$

$$T_{2tandems} = T \times \delta_{Bt_{2x}} \times b_t \times 2 = 79.6 t$$

VI.2.5 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT MC 120 :

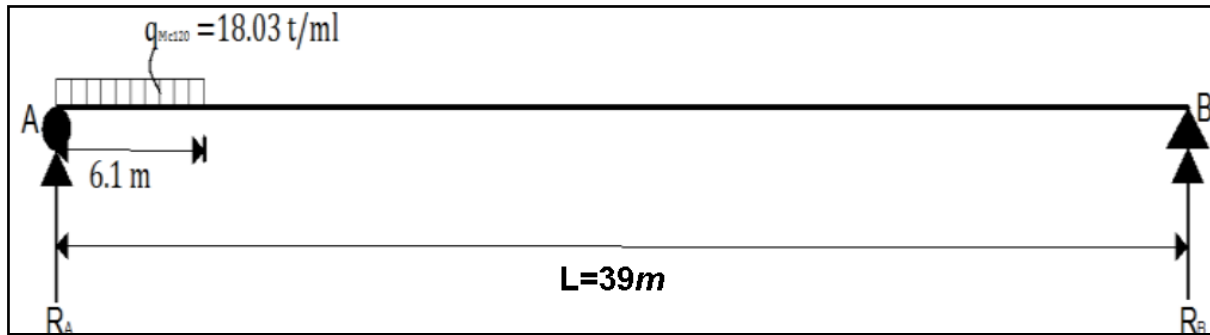


Figure VI-11 : La défavorable disposition de Mc120.

$$R_B = \frac{18.03 \times 6.1 \times 6.1}{2 \times 39} = 8.6 \text{ t} \rightarrow R_A = T = 18.03 \times 6.1 - 8.6 = 101.38 \text{ t}$$

$$T_{Mc 120} = T \times \delta_{Mc 120} = 107.46 \text{ t}$$

VI.2.6 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT D240 :

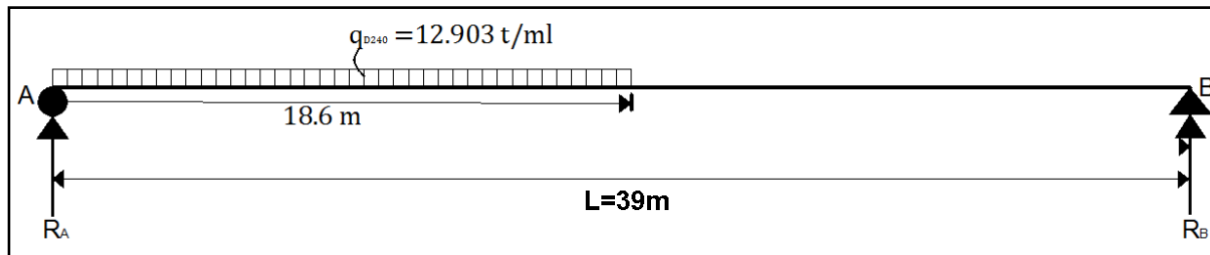


Figure VI-12 : La défavorable disposition de D240.

$$R_B = \frac{12.903 \times 18.6 \times 18.6}{2 \times 39} = 57.22 \text{ t} \rightarrow R_A = T = 12.903 \times 18.6 - 57.22 = 182.78 \text{ t}$$

Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à x=0.00L

Charges et surcharges		T (0.L) t	T/7 poutre t
Charge permanente G		476.16	68.02
A(l)	1 voie	62.94	8.99
	2 voies	125.89	17.98
	3 voies	169.96	24.28
Bc	1 voie	62.2	8.88
	2 voies	114.94	16.42
	3 voies	149.88	21.41
Bt	1 tandem	39.6	5.65
	2 tandems	79.6	11.37
Mc120		107.46	15.35
Convoi D240		182.78	26.11

CHAPITRE

**VII : LA REPARTITION
TRANSVERSALE DES
EFFORTS**

VII.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on évalue la répartition transversale des efforts calculés dans les chapitres précédents, cette dernière est basée sur la méthode de GUYON MASSONNET.

La méthode de Guyon Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour des dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Elle reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

VII.2 DETERMINATION DES PARAMETRES

- **La largeur active**

$$2b = (n-1) \times b_0 + 2 \times 0.6 = 6 \times 1.65 + 2 \times 0.6 = 11.1 \text{ m}$$

- **La position des poutres**

La position active des poutres : $P_i = b_0 \times 2b / 11.1$

$$P_1 = 0 \times 2b / 11.1 = 0.0b$$

$$P_2 = 1.65 \times 2b / 11.1 = 0.297b$$

$$P_3 = 1.65 \times 2 \times 2b / 11.1 = 0.594b$$

$$P_4 = 1.65 \times 3 \times 2b / 11.1 = 0.891b$$

$$0.0b \quad 0.297b \quad 0.594b \quad 0.891b$$

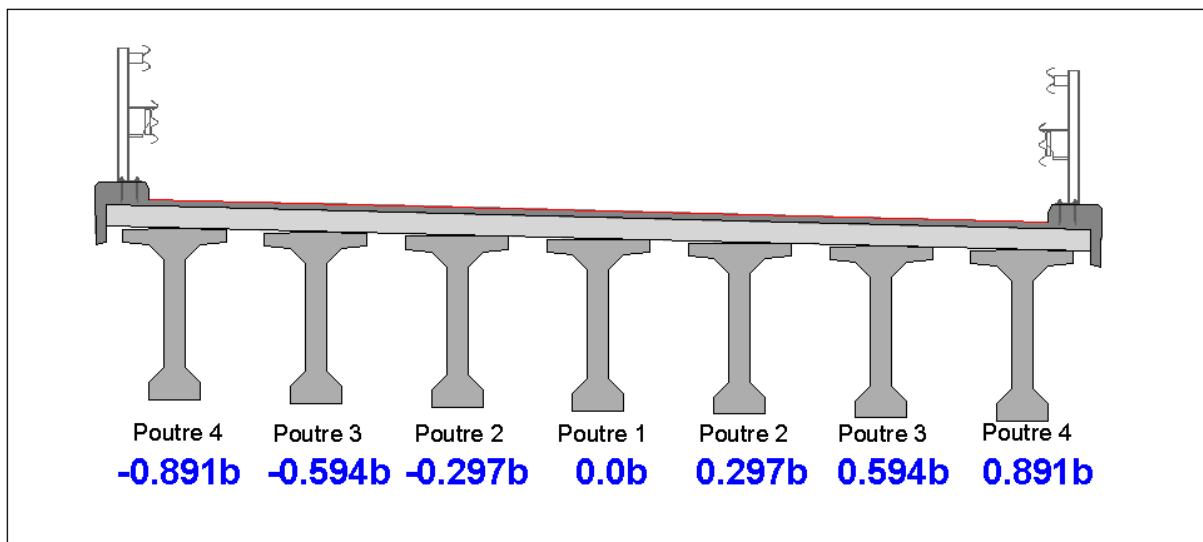


Figure VII-1 : La disposition des poutres

Moment d'inertie équivalent de la poutre

Vu que la poutre est de section variable systématiquement elle est d'inertie variable.

$$I = \frac{\text{InertieMediane} \times 35 + \text{InertieInter} \times 2 + \text{InertieAbout} \times 3}{40}$$

$$I = 39210349.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{médiane}} = 38310227.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{inter}} = 42201367.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{about}} = 47717753.89 \text{ cm}^4$$

Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = EI / b_0$$

$$\rho_p = \frac{39210349.07 \times E}{165} = 237638.47E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = EI_E / b$$

Avec $b = 1 \text{ m}$.

$$I_E = I_D = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.66 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{b} = \frac{E \times 66666.66}{100} = 666.66E$$

Paramètre d'entretoisement

Ce paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion.

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{5.775}{40} \sqrt[4]{\frac{237638.47E}{666.66E}} = 0.62$$

Rigidité torsionnelle de la poutre :

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

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i h_i^3 + b_0 h_0^3 / 2 \right)$$

. b_0 : entraxe des poutres

. h_0 : hauteur de l'hourdis.

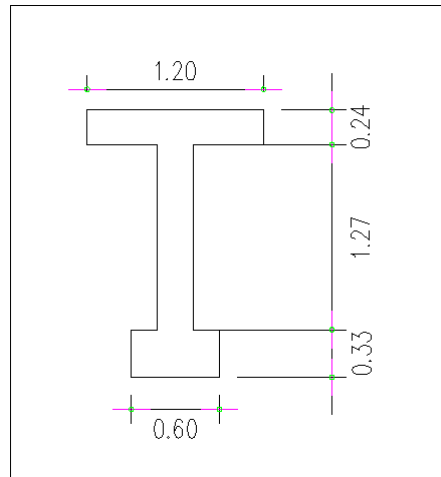


Figure VII-2 : La disposition des poutres

$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$, avec ν : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux, pour le béton précontraint il est recommandée de prendre $\nu = 0.20$.

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \left(120 \times 23.45^3 + 126.44 \times 25^3 + 60 \times 32.4^3 + \frac{165 \times 20^3}{3} \right)$$

$$= 890678.06E$$

$$\gamma_p = \frac{890678.06E}{165} = 5398.04E$$

Rigidité torsionnelle de la dalle

$$\gamma_E = \frac{C_E}{b}$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

I_E = Inertie de la dalle.

b = largeur de la dalle = 1m

$$I_E = I_D = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.66 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{E}{2.4}$$

$$C_E = \frac{2 \times E \times 66666.66}{2.4} = 55555.55E$$

$$\gamma_E = \frac{55555.55E}{100} = 555.55E$$

Calcul de paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{555.55E + 5398.04E}{2\sqrt{666.66E \times 237638.47E}} = 0.236$$

VII.3 REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT

VII.3.1 Evaluation des coefficients de répartition.

Le coefficient de répartition du moment fléchissant k_α dépend des paramètres α et Θ et des excentricités des poutres et des charges.

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

La formule d'interpolation pour : $0.1 < \Theta < 1$

$$K_\alpha = K_0 + (K1 - K_0) \alpha^\beta$$

Tel que :

$$\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}} = 1 - e^{\frac{0.065 - 0.62}{0.663}} = 0.56$$

Le cas ou Θ ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation. Dans notre cas on fera une interpolation entre $\Theta=0.65$ et $\Theta=0.6$ pour trouver les valeurs correspondants à $\Theta=0.62$

Tableau VII-1 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.6$ et $\alpha=0$

$\Theta=0.6$	K_0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
b/4	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
b/2	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
3b/4	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
b	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,448

Tableau VII-2 : Coefficient de K_0 pour $\Theta=0.65$ et $\alpha=0$

$\Theta=0.65$	K_0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Pour obtenir K_0 correspondant à $\Theta = 0.62$ on doit effectuer une interpolation des tableaux $\Theta = 0.6$ et $\Theta = 0.65$.

L'équation d'interpolation est défini par :

$$K_0(\Theta = 0.62) = K_0(\Theta = 0.6) + (0.62 - 0.6) \times \frac{K_0(\Theta = 0.65) - K_0(\Theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

Après l'interpolation on obtient :

Tableau VII-3 : Coefficient de K_0 pour $\Theta = 0.62$ et $\alpha = 0$

$\Theta = 0.62$	K_0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,27186	0,667	1,04778	1,3638	1,50572	1,3638	1,04778	0,667	0,27186
b/4	-0,21772	0,1942	0,6077	1,0125	1,3638	1,55994	1,49838	1,29322	1,0501
b/2	-0,52274	-0,1645	0,20598	0,6077	1,04778	1,49838	1,87234	2,07332	2,20336
3b/4	-0,73612	-0,46048	-0,1645	0,1942	0,667	1,29322	2,07332	2,93312	3,75564
b	-0,92204	-0,73612	-0,52274	-0,21772	0,27186	1,0501	2,20336	3,75564	5,60232

Tableau VII-4 : Coefficient de K_0 pour $\Theta = 0.6$ et $\alpha = 1$

$\Theta = 0.6$	K_1								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,151	1,0792
b/2	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
3b/4	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607
b	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

Tableau VII-5 : Coefficient de K_0 pour $\Theta = 0.65$ et $\alpha = 1$

$\Theta = 0.65$	K_1								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0695
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Pour obtenir K_0 correspondant à $\Theta = 0.62$ on doit effectuer une interpolation des tableaux $\Theta = 0.6$ et $\Theta = 0.65$.

L'équation d'interpolation est défini par :

$$K_1(\theta = 0.62) = K_0(\theta = 0.6) + (0.62 - 0.6) \times \frac{K_0(\theta = 0.65) - K_0(\theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

Après l'interpolation on obtient :

Tableau VII-6 : Coefficient de K_0 pour $\theta=0.62$ et $\alpha=1$

$\theta=0.62$	K_1								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,77208	0,87386	0,99836	1,13162	1,20508	1,13162	0,99836	0,87386	0,77208
b/4	0,55908	0,65886	0,7876	0,95242	1,13162	1,25438	1,23306	1,15304	1,07344
b/2	0,41386	0,50394	0,62324	0,7876	0,99836	1,23306	1,422	1,47784	1,48136
3b/4	0,31612	0,39618	0,50394	0,65886	0,87386	1,15304	1,47784	1,7878	2,00422
b	0,24446	0,31612	0,41386	0,55908	0,77208	1,07344	1,48136	2,00278	2,6124

On passe au calcul des valeurs de K_α en utilisant les formules de Sattler

$$0.1 < \theta < 1$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

Tel que :

$$\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}} = 1 - e^{\frac{0.065 - 0.62}{0.663}} = 0.56$$

Tableau VII-7 : Coefficient de K_0 pour $\theta=0.62$ et $\alpha=0.236$

$\theta=0.62$	K_α								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,49446	0,75905	1,02579	1,26048	1,37194	1,26048	1,02579	0,75905	0,49446
b/4	0,12796	0,40097	0,68776	0,98576	1,26048	1,42397	1,38031	1,23084	1,06049
b/2	-	0,10595	0,13296	0,39166	0,68776	1,02579	1,38031	1,67194	1,88207
3b/4	-	0,26787	0,07927	0,13296	0,40097	0,75905	1,23084	1,80833	2,42345
b	-	0,40295	0,26787	0,10595	0,12796	0,49446	1,06049	1,88207	2,97562

En interpolant les valeurs de K_α on obtient les coefficients de répartition pour chacune de nos sept poutres.

Tableau VII-8 : coefficients de répartition K_a des réelles des poutres

$\Theta=0.62$	K_a								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre1 0m	0,49445	0,75905	1,02578	1,26048	1,37193	1,26048	1,02578	0,75905	0,49445
poutre2 1.65m	0,27653	0,54614	0,82479	1,09713	1,30566	1,35768	1,23658	1,03957	0,83101
poutre3 3.3m	0,08370	0,35026	0,63173	0,92938	1,21607	1,41570	1,43548	1,34009	1,21592
poutre4 4.95m	-	0,19090	0,45568	0,75219	1,07653	1,38975	1,60888	1,68346	1,70443

VII.3.2 Construction des lignes d'influence.

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de K_a pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse. Le coefficient K_a représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

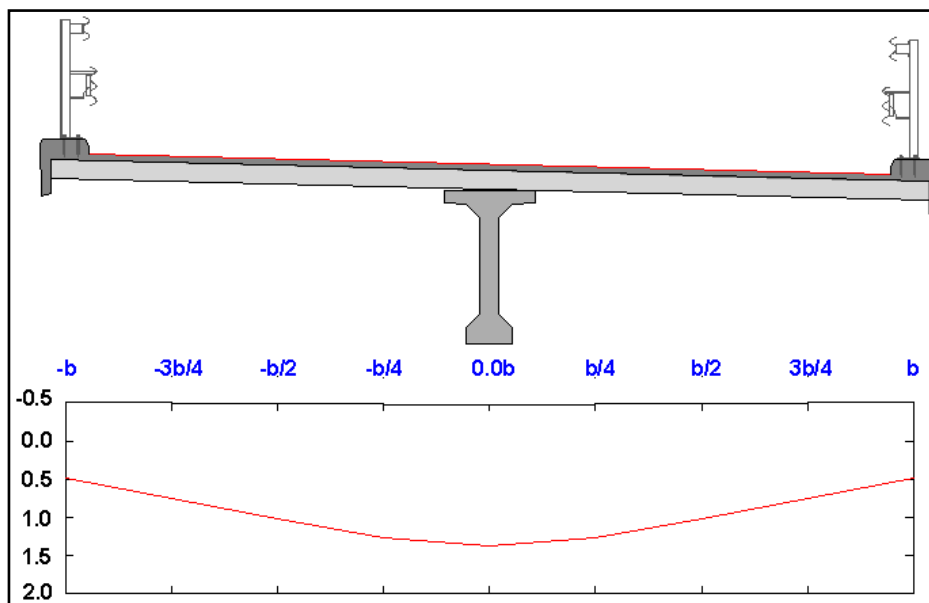


Figure VII-3 : Ligne d'influence du coefficient K_a de la poutre centrale.

VII.3.3 Etude du chargement.

Nous allons à présent passer des excentricités e de la charge unitaire données par les graphes aux positions réelles des surcharges. Le pont ne sera pas chargé dans le sens transversal dans la totalité de sa largeur.

Les surcharges roulantes seront disposées selon les normes du RCPR.

Le système A(L) chargera toute la largeur chargeable, soit 3 m pour une seule file.

- Le système B_C sera représenté comme deux charges concentrées au milieu des roues, espacées de 2m, et seront positionnées au moins à 25cm depuis les bordures.

- Le système B_t aussi sera considéré comme deux charges concentrées espacées de 2m mais positionnées à 50cm au moins depuis les bordures.
- Le convoi $Mc120$ sera considéré comme deux charges partiellement réparties sur 1m, et seront éloignées d'au moins 0,50m des bordures.
- Le convoi $D240$ sa charge exceptionnelle est située au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

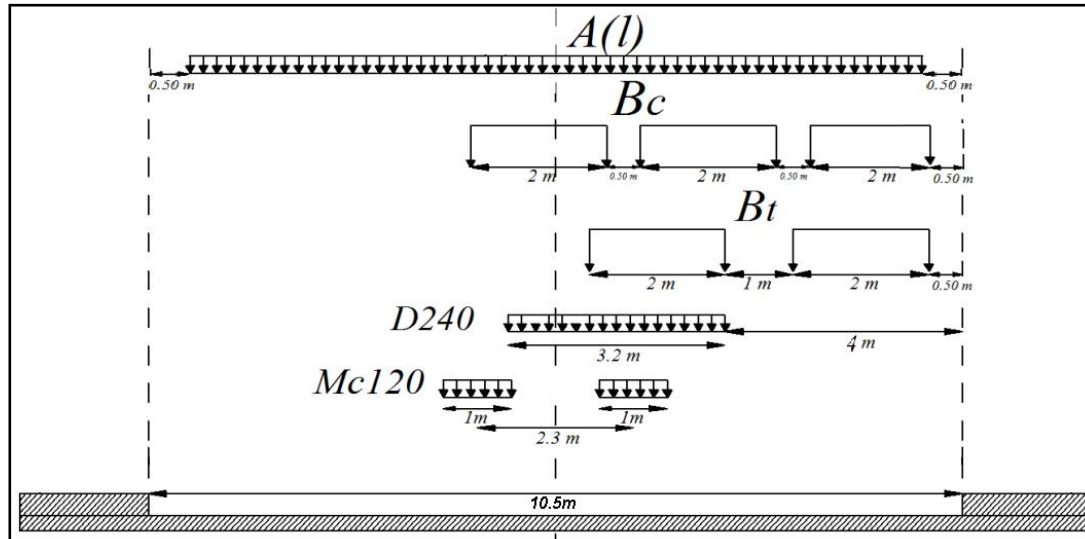


Figure VII-4 : Disposition des charges selon le RCPR

Nous disposerons les systèmes représentés précédemment et nous déterminerons pour chaque système le coefficient de répartition relatif.

Pour les charges concentrées le coefficient on l'obtient directement en le lisant sur le graphe et on prend la moyenne.

$$K_{\alpha \text{ moyen}} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$

Tel que : n = nombre des charges.

Pour les charges uniformément réparties on l'obtient comme suit :

$$K_{\alpha \text{ moyen}} = \frac{S}{l}$$

Tel que :

S : l'aire sous la largeur chargée.

l : la largeur chargée.

Tableau VII-9 : Valeurs de K_{α} moyen des charges réparties

Surcharges		K_{α} moyen			
		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
A(I)	3 voies chargées	1,054	1,057	1,043	1,020
B _t	2 tandems	1,255	1,194	1,323	0,589
B _C	3 voies chargées	0,999	1,164	1,218	0,797
Mc 120		1,275	1,270	1,165	1,105
D240		1,059	1,361	1,350	0,791

VII.3.4 Etudes des moments fléchissant longitudinaux à mi-travée.

Les moments longitudinaux à mi – travée dus chaque chargement étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, et cela pour déterminé la poutre la plus sollicitée.

$$M = K_{\alpha} \text{ moyen} \times M / \text{Poutre}$$

Tableau VII-10 : Valeurs des Moments réels à mi-travée

Désignation	M / Poutre (t.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
		K_{α} moyen	Moment réel(t.m)	K_{α} moyen	Moment réel(t.m)	K_{α} moyen	Moment réel(t.m)	K_{α} moyen	Moment réel(t.m)
Charge permanente G	663.26	1	663,26	1	663,26	1	663,26	1	663,26
A(I) 3 voies chargées	236.73	1,054	249,51	1,057	250,22	1,043	246,91	1,020	241,46
B _t 2 tandems	108.94	1,255	136,72	1,194	130,07	1,323	144,13	0,589	64,17
B _C 3 voies chargées	188.25	0,999	188,06	1,164	219,12	1,218	229,29	0,797	150,04
Mc120	150.03	1,275	191,29	1,270	190,54	1,165	174,78	1,105	165,78
D240	254.57	1,059	269,59	1,361	346,47	1,350	343,67	0,791	201,36

VII.3.5 Combinaison du moment réel à mi- travée :

Le choix de la poutre la plus sollicitée dépend du moment maximal revenant à chaque poutre, les combinaisons de charge vis à vis de ELS et ELU sont donner dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 : Valeurs des Moments réels à mi-travée avec combinaisons de charges

Combinaison de charges		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+1,2A(l)	962,672	963,524	959,552	953,012
	G+1,2Bt	827,324	819,344	836,216	740,264
	G+1,2Bc	888,932	926,204	938,408	843,308
	G+Mc120	854,550	853,800	838,040	829,04
	G+D240	932,850	1009,730	1006,930	864,62
ELU	1,35G+1,6A(l)	1294,617	1295,753	1290,457	1281,737
	1,35G+1,6Bc	1196,297	1245,993	1262,265	1135,465
	1,35G+1,35Mc120	1153,6425	1152,63	1131,354	1119,204
	1,35G+1,35D240	1259,3475	1363,1355	1359,3555	1167,237

La poutre la plus sollicitée est la poutre numéro 2 avec un moment maximum à l'ELS

$$M_{\max} = 1009.73 \text{ t.m}$$

VII.4 MODELISATION DU TABLIER

VII.4.1 MODELISATION DE LA STRUCTURE

VII.4.1.1 LES ETAPES DE LA MODELISATION

La modélisation est une partie essentielle de l'étude d'une structure, quelle qu'elle soit. La complexité du modèle, il vise à développer un modèle qui puisse décrire. Il se rapproche plus ou moins du fonctionnement de la structure dans différentes conditions. De manière générale, la modélisation de la structure comprend :

- ❖ Définition de la structure,
 - Définition des différentes sections de l'ouvrage,
 - Définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
 - Définition des conditions d'appuis,
 - Le choix de la méthodologie de calcul,
 - La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- ❖ Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :
 - Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 04 travées indépendantes, on étudiera une seule travée de 36 m qui contient 8 poutres avec une dalle de 22 cm d'épaisseur.
 - La structure est définie par des éléments poutres,
 - La section de l'ouvrage est une poutre en I modélisé par ses dimensions réelles. Elle est définie par le logiciel Auto CAD, puis introduite dans le logiciel Robot.
 - La dalle est définie comme un élément panneau
 - Les poutres sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre côté sur un appui double.

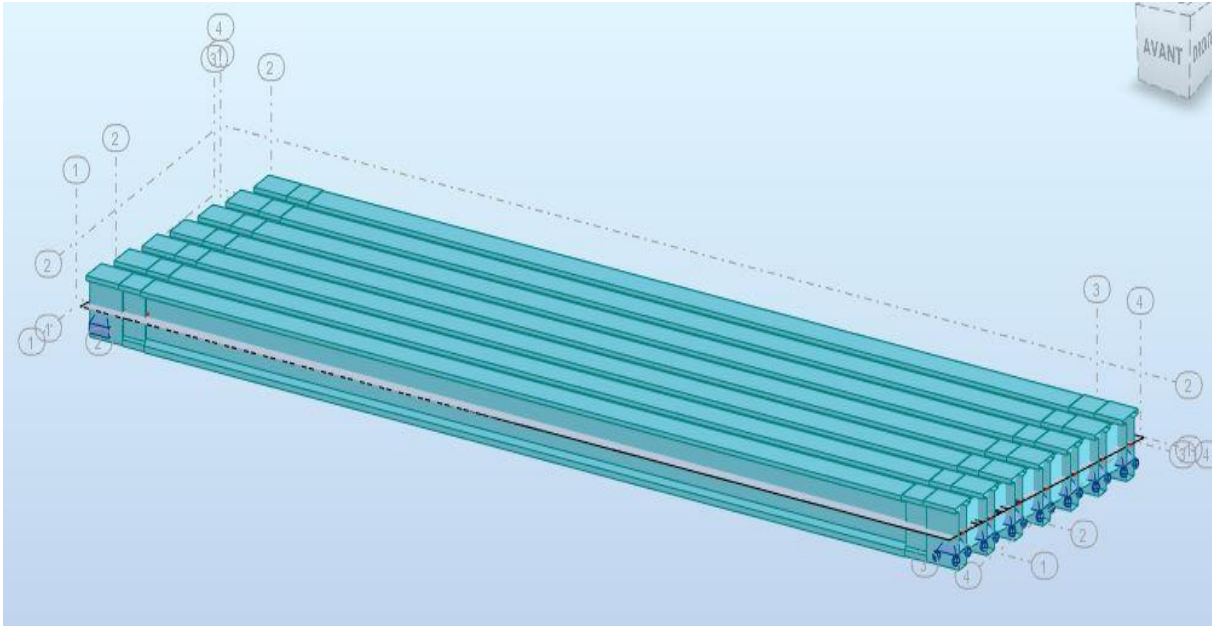


Figure VII. 5 vue de tablier en 3d

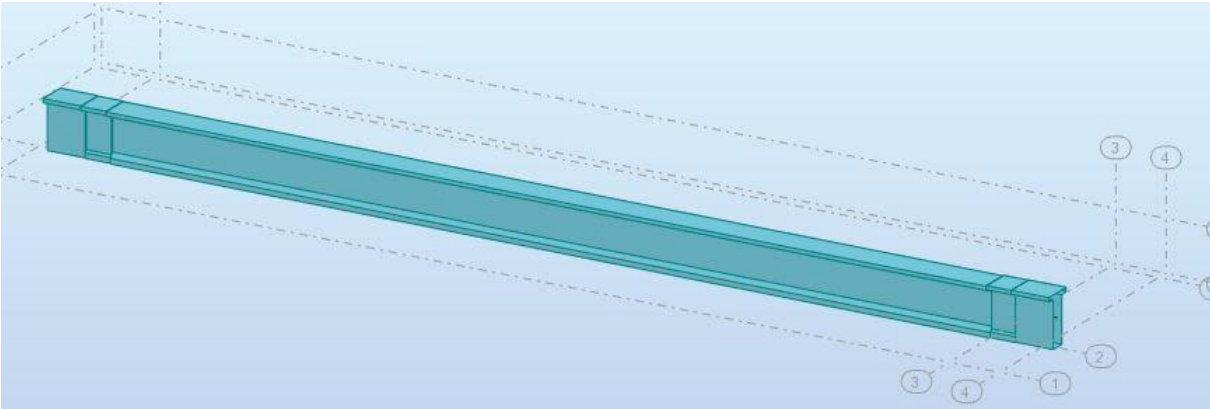


Figure VII. 6 vue de poutre seule en 3d

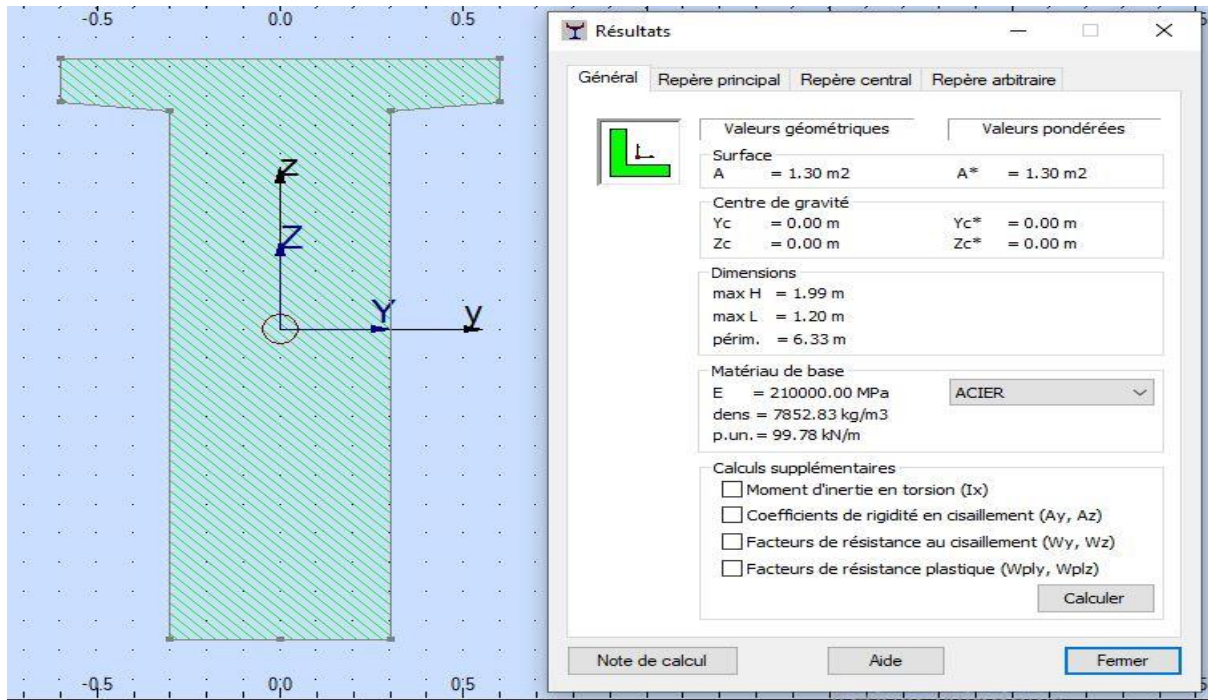


Figure VII. 7 caractéristiques de la section d'about.

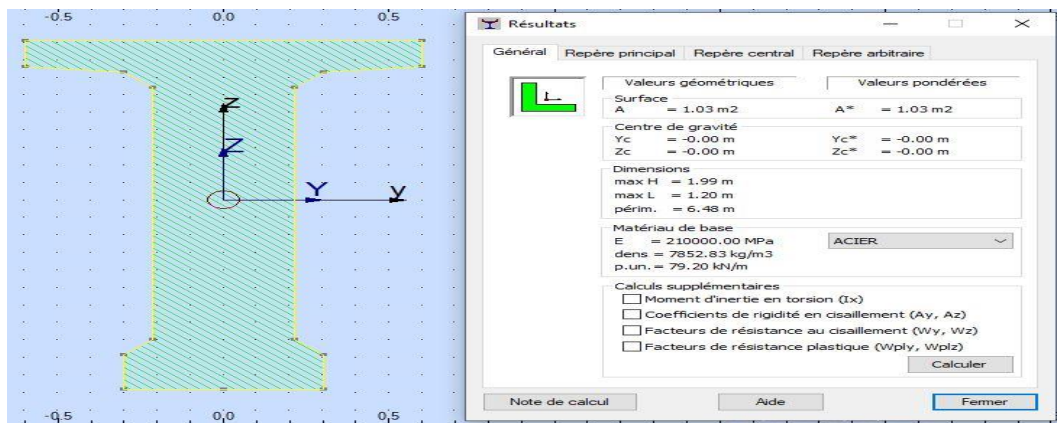


Figure VII. 8 caractéristiques de la section intermédiaire

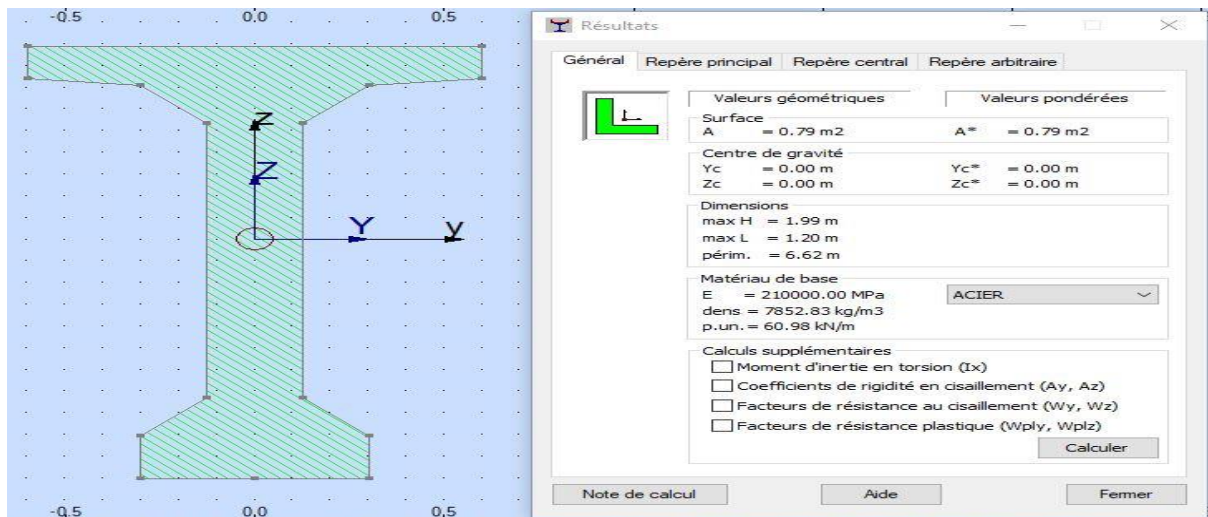


Figure VII. 9 caractéristiques de la section médiane

VII.4.2 AFFECTATION DES CHARGES

VII.4.2.1 CHARGES PERMANENTES

Le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoise) calculé automatiquement par le logiciel, les autres charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement...) On va saisir manuellement.

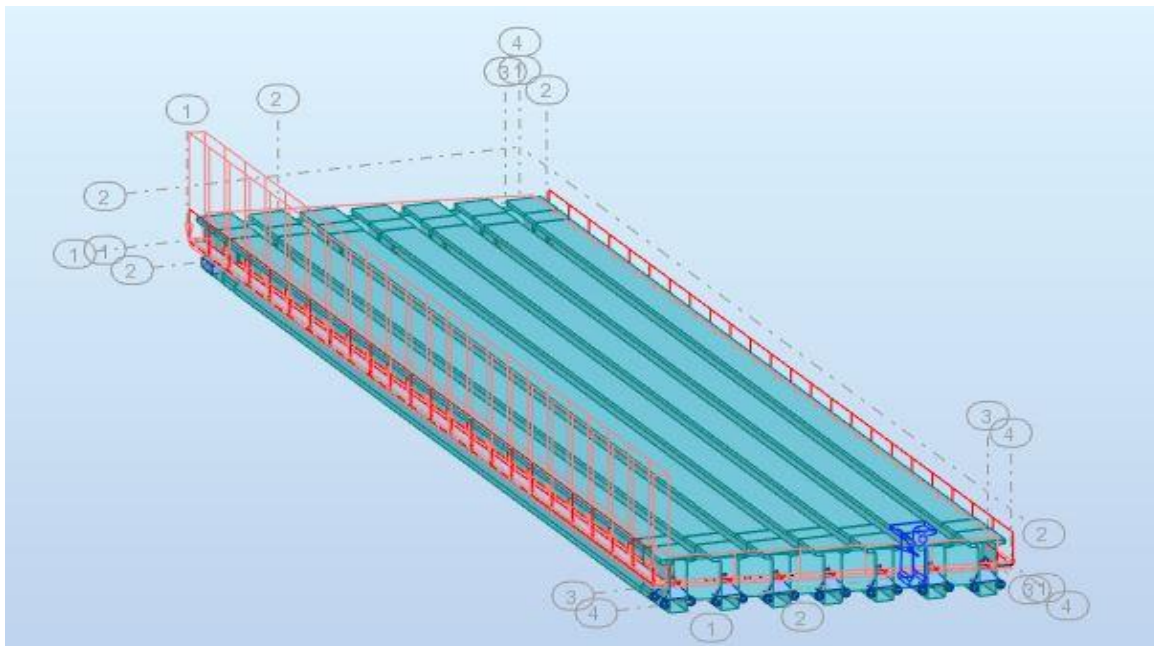


Figure VII. 10 Charges permanentes du tablier

VII.4.2.2 SURCHARGE A(L)

On va modéliser les surcharges A(L) comme des charges réparties sur une voie, deux voies, est trois voies.

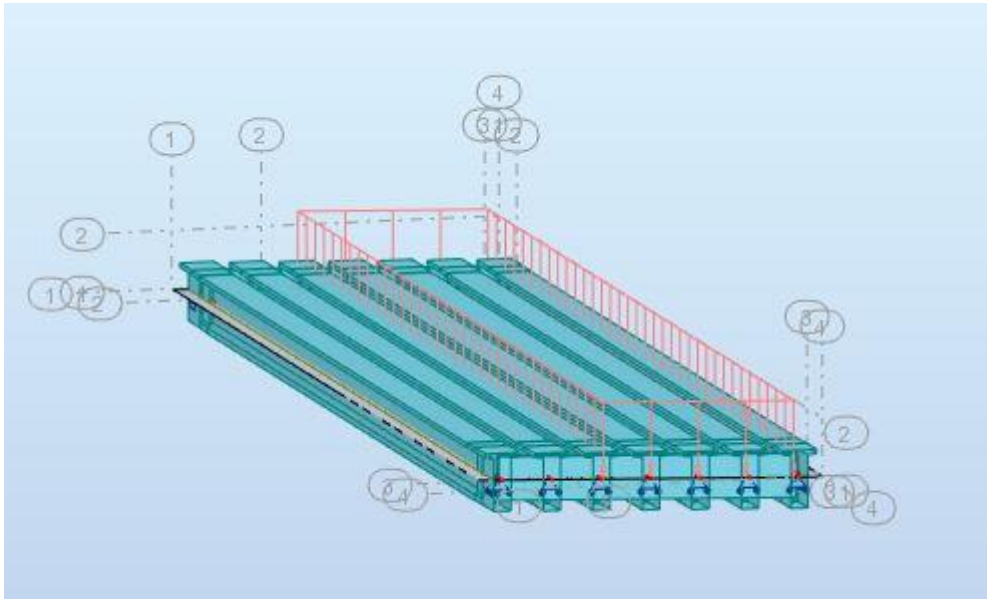


Figure VII. 11 surcharges A(L) deux voies

VII.4.2.3 SURCHARGES MOBILES

Chacun des surcharges (Bc, Bt, MC120, D240) est appliqué sur ses lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie selon RCPR.

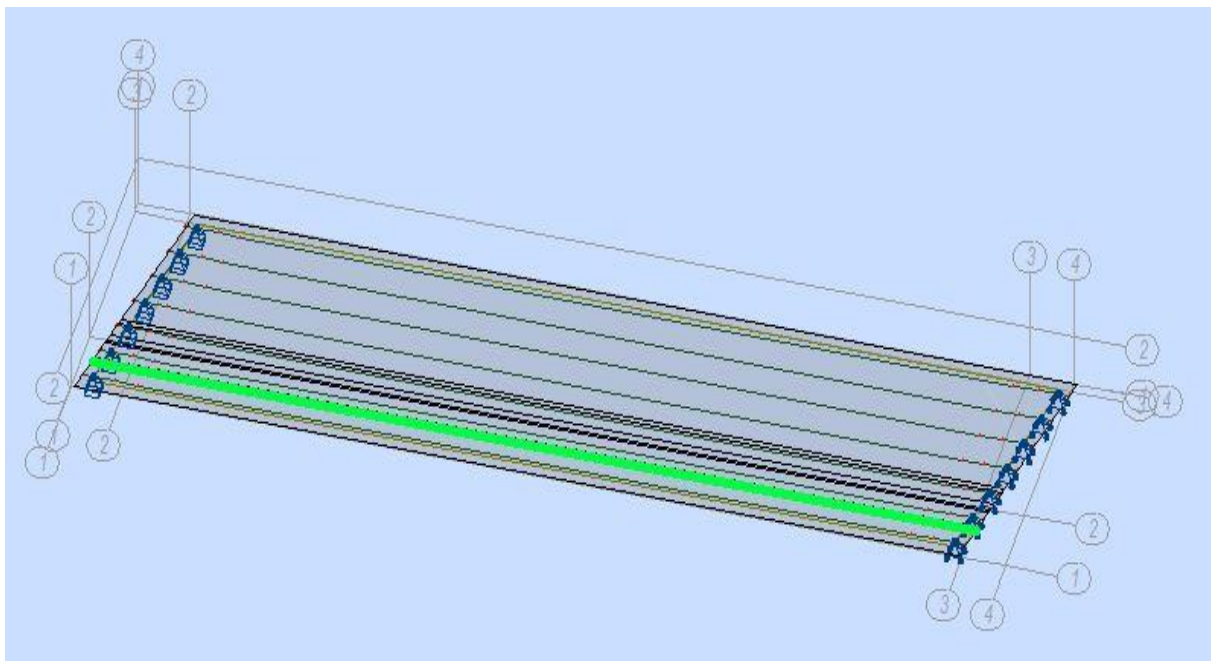


Figure VII. 12 ligne de circulation de BC une voie

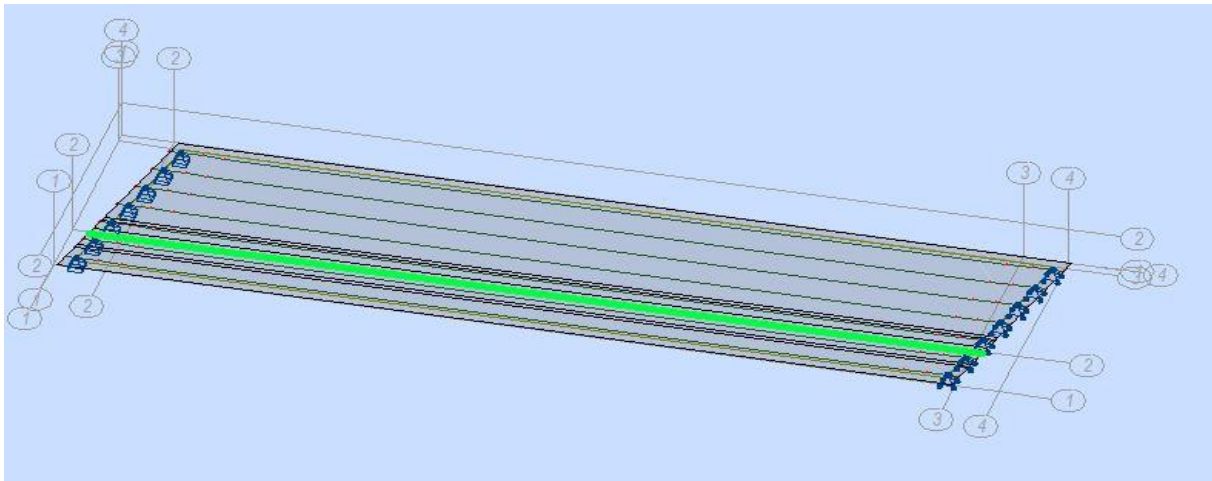


Figure VII. 13 ligne de circulation de BC deux voies

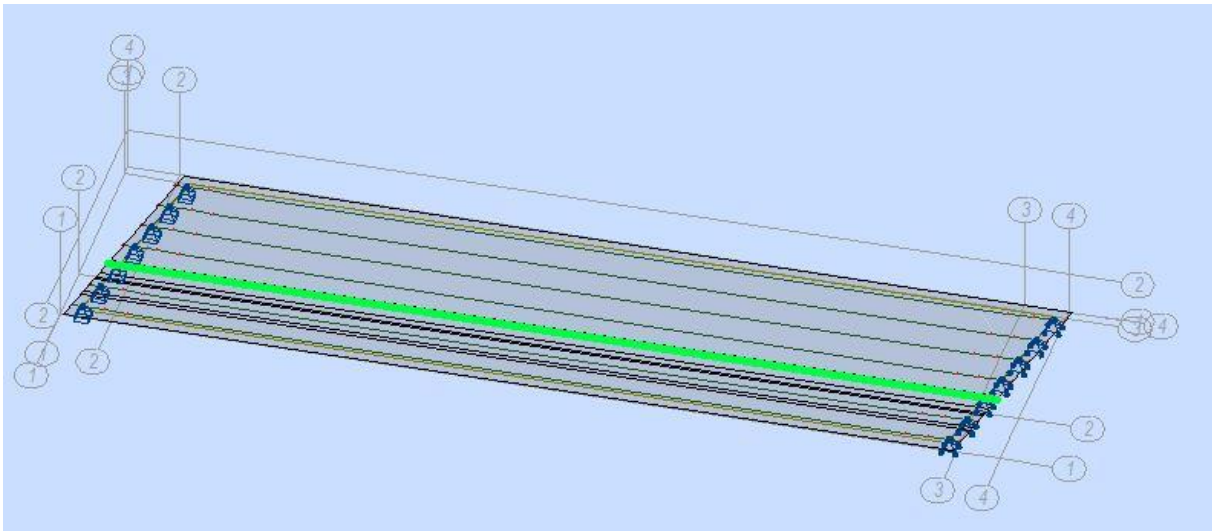


Figure VII. 14 ligne de circulation de BC trois voies

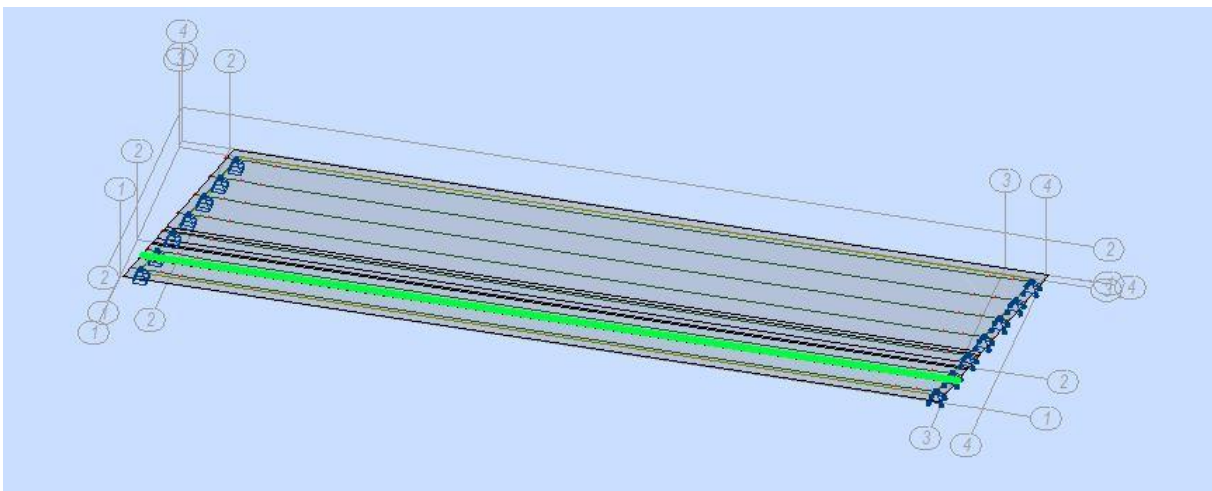


Figure VII. 15 ligne de circulation de Bt une voie

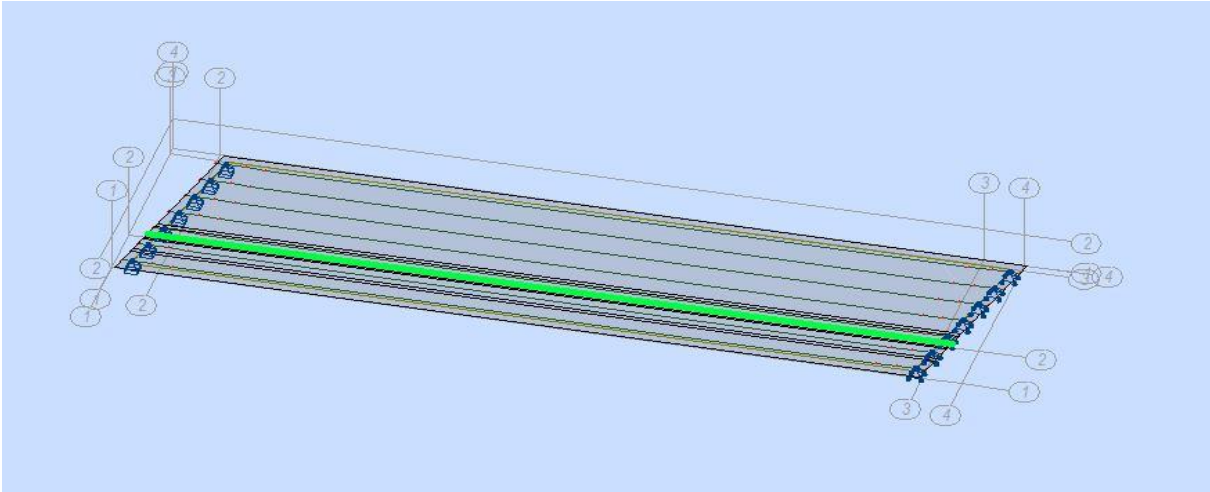


Figure VII. 16 ligne de circulation de Bt deux voies

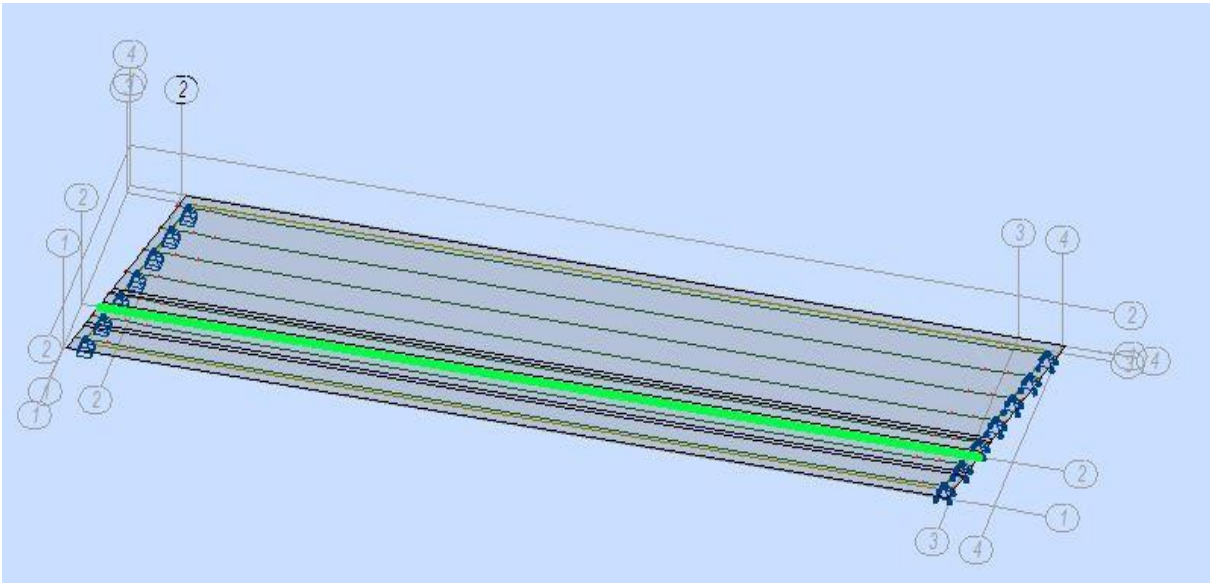


Figure VII. 17 ligne de circulation de Mc120

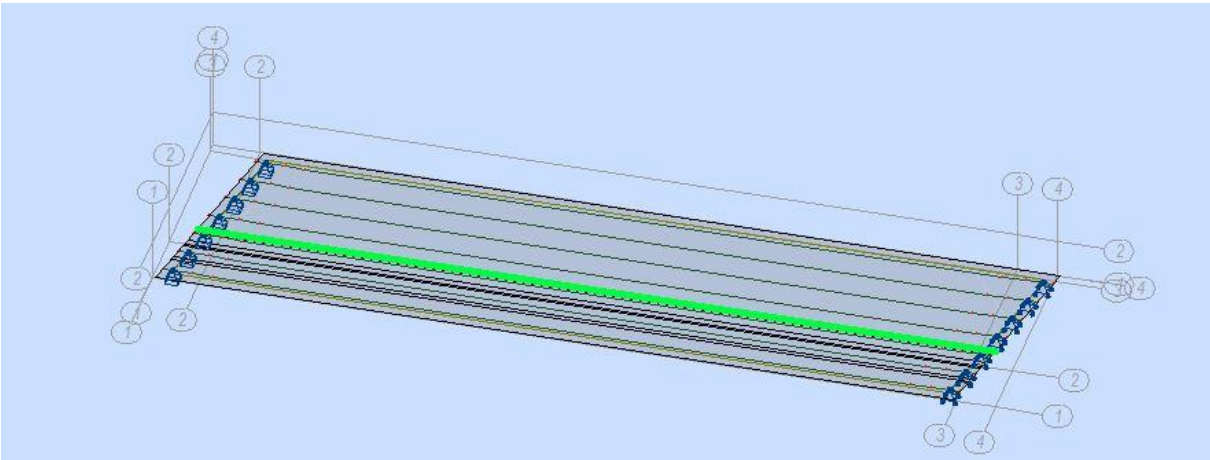


Figure VII. 18 ligne de circulation de D240

VII.4.3ELEMENTS DE REDUCTION

On prendra en considération les combinaisons d'actions exigées par le BAEL :

TABLEAU VII.12 les combinaisons d'actions

ELU	ELS
1.35G+1.6A1(L)	G+1.2A1(L)
1.35G+1.6A2(L)	G+1.2A2(L)
1.35G+1.6A3(L)	G+1.2A2(L)
1.35G+1.6BC1	G+1.2BC1
1.35G+1.6BC2	G+1.2BC2
1.35G+1.6BC3	G+1.2BC3
1.35G+1.6BT1	G+1.2BT1
1.35G+1.6BT2	G+1.2BT2
1.35G+1.35MC120	G+MC120
1.35G+1.35D240	G+D240

VII.4.3.1 RESULTATS DES POUTRES :

TABLEAU VII.13 Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres

ELU	Moment a mi- travée (KN.m)	Effort tranchant a l'appui (KN)	ELS	Moment a mi- travée (KN.m)	Effort tranchant a l'appui (KN)
1.35G+1.6A1(L)	8900	970.15	G+1.2A1(L)	6592	718.63
1.35G+1.6A2(L)	12301	1291.36	G+1.2A2(L)	9149	960.43
1.35G+1.6A3(L)	12222	1316.10	G+1.2A2(L)	9091	978.89
1.35G+1.6BC1	12540	1416.30	G+1.2BC1	9110	1053.27
1.35G+1.6BC2	13235	1430.42	G+1.2BC2	9844	1063.83
1.35G+1.6BC3	13279	1393.98	G+1.2BC3	9877	1036.60
1.35G+1.6BT1	11291	1224.37	G+1.2BT1	8385	909.28
1.35G+1.6BT2	11928	1229.97	G+1.2BT2	8864	925.38
1.35G+1.35MC120	12905	1358.67	G+MC120	9595	1006.42
1.35G+1.35D240	13369	1611.62	G+D240	9905	1193.79

Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale à ELU :

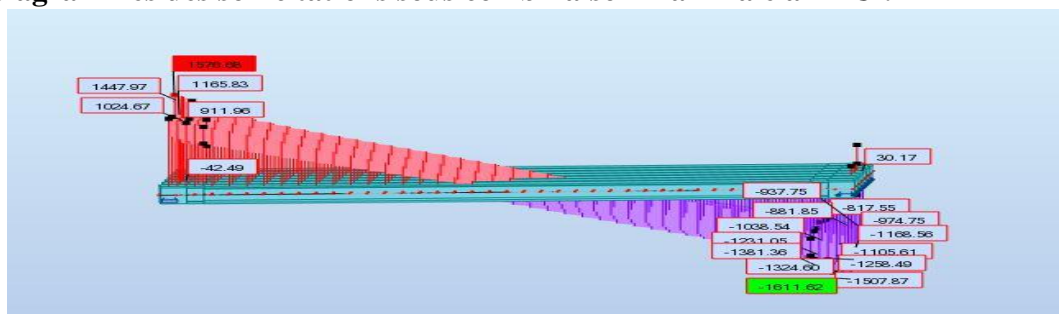


Figure VII. 19 l'effort tranchant 1.35G+1.35D240

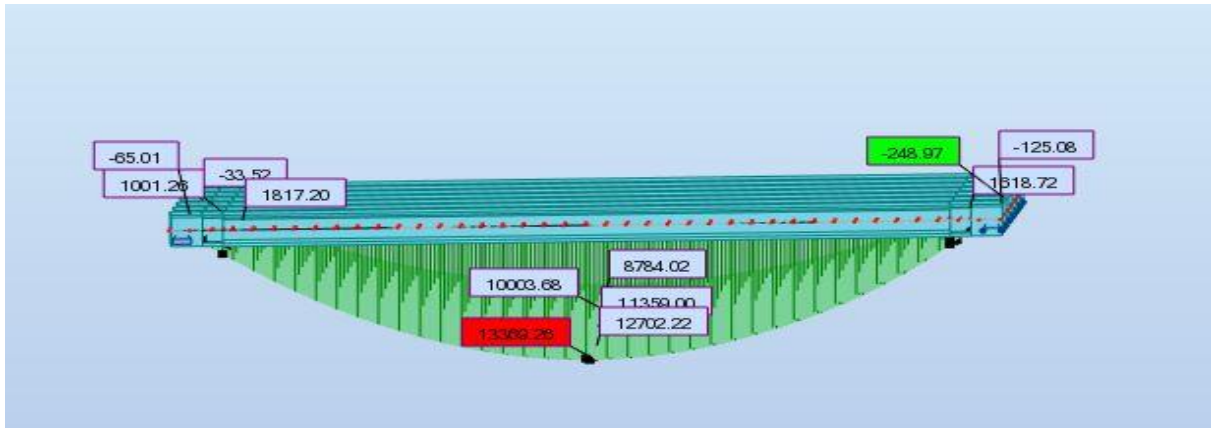


Figure VII. 20 le moment 1.35G+1.35D240

Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale à ELS :

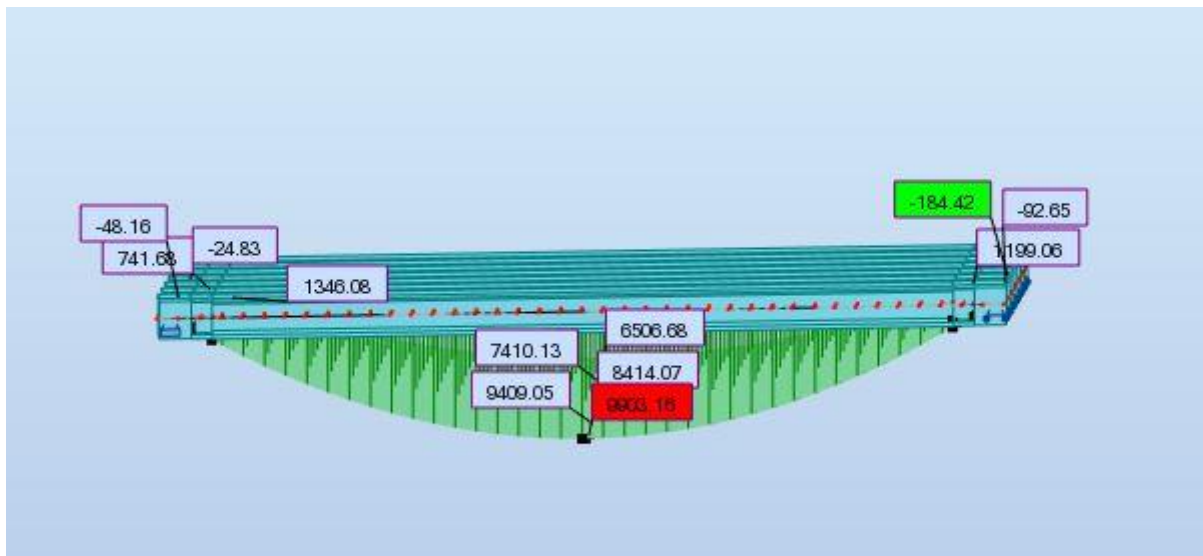


Figure VII. 21 le moment G+D240

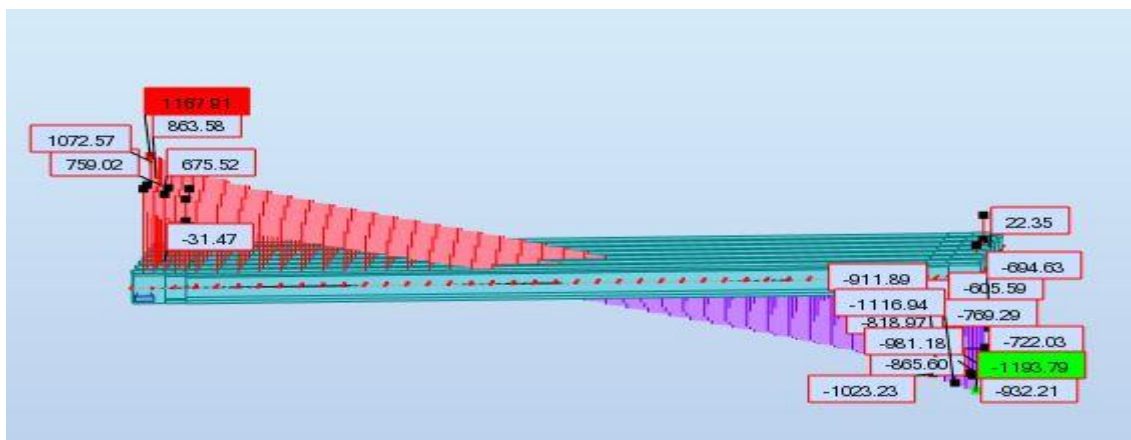


Figure VII. 22 l'effort tranchant G+D240

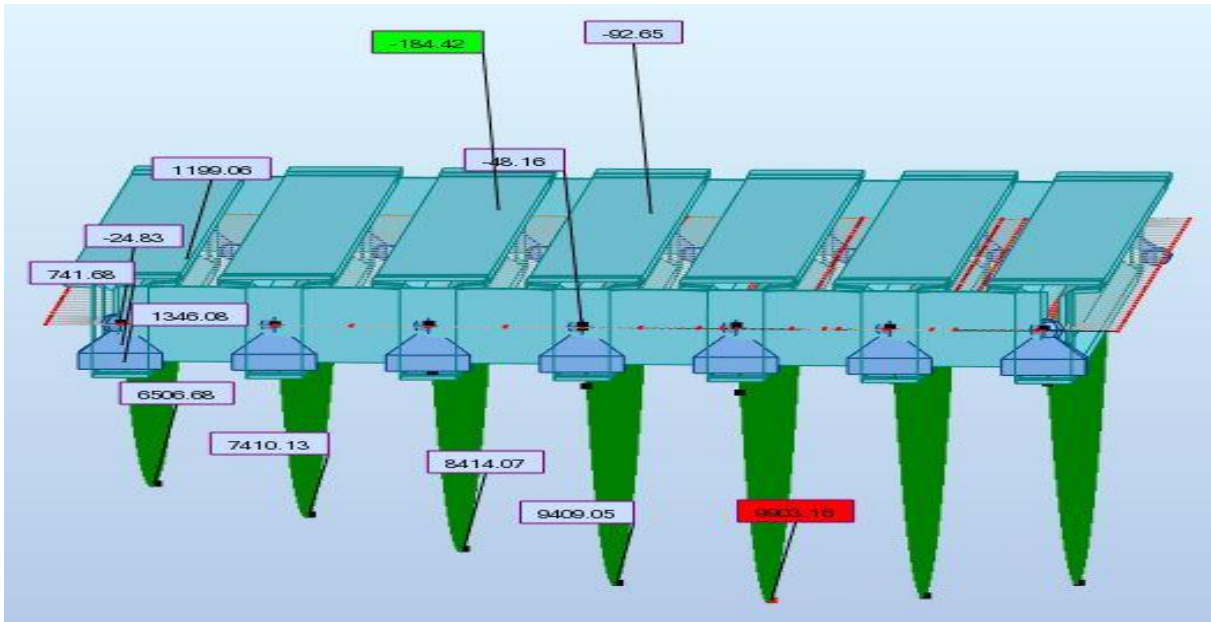


Figure VII. 23 la poutre la plus sollicitée

VII.4.3.1 CONCLUSION

A partir des résultats de modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre tablier est la poutre 2.

CHAPITRE
VIII : ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

VIII.1 INTRODUCTION

VIII.1.1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Le terme «précontrainte» se réfère avant d'être forcé. La précontrainte spécifique est soumise à une force de compression avant d'être soumise à toute charge externe, éliminant ainsi la contrainte de traction qui apparaît dans l'élément en béton armé. Cela peut éviter les défauts du béton armé, tels que la fissuration, la corrosion des barres d'acier, la traction inutile du béton, etc.

VIII.1.2 TYPES DE PRECONTRAINTE

Il y'a deux types de précontrainte :

- ❖ Précontrainte par pré tension.
- ❖ Précontrainte par post tension.

VIII.1.3 CHOIX DU PROCÉDÉ

On a déjà choisi dans le chapitre de conception poutre préfabriqué par post tension comme variante

VIII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VIII.2.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES ARMATURES ACTIFS

Tableau VIII-1 : Caractéristiques mécaniques des armatures actives

câble	Nbr des torons	Surface d'un toron	f_{prg} (mpa)	Diamètre de la gaine(m)
T15s	13	150mm ²	1860	0.08

VIII.2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES

Tableau VIII-2 : Caractéristiques géométriques de la poutre

	Section d'about		Section médian	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m ²)	1,30	1,62	0,7900	1,1200
v' (m)	1,07	1,27	1,1100	1,4000
v (m)	0,93	0,93	0,8900	0,8000
I _G (m ⁴)	0,47	0,75	0,3800	0,6100
i ² (m ²)	0,36	0,46	0,48	0,54
ρ	0,36	0,39	0,49	0,49

$$i^2 = \frac{IG}{B}$$

$$\rho = \frac{I}{B \times u \times v'}$$

VIII.2.3 Caractéristiques du béton ET VERIFICATION DES SECTION

Pour la superstructure on va prendre un béton a une résistance caractéristique a la compression de 35 MPA

Pour l'infrastructure on va prendre un béton a une résistance caractéristique a la compression de 27 MPA

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$: résistance caractéristique à la traction à j jours

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4,76 + 0,83 \times j} : \text{résistance caractéristique à la compression à j jours}$$

$$\frac{I}{v'} \geq \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_M - \bar{\sigma}_m} \quad \text{cette condition doit être vérifiée tel que :}$$

- ❖ $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 21 \text{ MPA}$
- ❖ $\sigma_{bt1} = -1.5 f_{tj} = -4.05 \text{ MPA}$
- ❖ $\sigma_{bt2} = -f_{tj} = -2.7 \text{ MPA}$

VIII. 2.4 DETERMINATION DES NOMBRES DES CABLES

VIII. 2.4.1 DETERMINATION LA PRECONTRAINTE MINIMALE

$$P_{MIN} = \text{SUP}(P_I, P_{II})$$

P_I : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_{II} : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

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

Tel que :

M_{max} : moment maximal sous la combinaison $g+d240=9.9 \text{ MN.m}$

M_{min} : moment maximal sous la charge $g=6.3 \text{ MN.m}$

d' : enrobage $= 0.1 \times h = 0.22 \text{ m}$

$$P \geq P_I = \frac{1.12 \times 1.4 \times 0.8}{0.61 \times (1.4 + 0.8)} \times (9.9 - 6.3) = 3.37 \text{ MN}$$

$$P \geq P_{II} = \frac{9.9}{\frac{0.61}{1.12 \times 1.4} + 1.4 - 0.22} = 6.31 \text{ MN}$$

Nous remarquons que $P_{II} > P_I$

Donc $P_{MIN} = 6.31 \text{ MN}$

VIII.2.4.2 DETERMINATION DE P0 ET LE NOMBRE DES CABLES

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

Agrément Technique Européen n° 06/0226					Page 36 de 58		
T _m	D	S	F _{pk}	M	F _{p0.1%}	F _o	T _o
MPa	mm	mm ²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D diamètre nominal
 F_{pk} valeur caractéristique de la charge maximale (égale à f_{pk}·A_p selon Eurocode 2 ou F_m selon prEN)
 F_{p0.1%} valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
 F_o force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : F_o = Min { 0,8 F_{pk} ; 0,9 F_{p0.1%} }
 m masse nominale par mètre
 S section nominale
 T_o contrainte à l'origine correspondante à F_o
 T_m contrainte à rupture

Tableau 6. Force maximale sous l'ancrage pour un toron selon Eurocode 2 et prEN 10138-3:2006 (informatif seulement)

FIGURE VIII.1 : FORCE MAXIMALE SOUS L'ANCRAGE SELON EUROCODE 2

Ap d'un toron de 15.7 est égale a 150mm² et f_{prg}=1860MPA

Pour 13 torons la setion est 0.00195 m²

$$f_{peg} = 0.9 \times f_{prg} = 1674 \text{MPA}$$

donc

$$P_0 = \min\{(0.8 \times 1860 \times 0.00195); (0.9 \times 1674 \times 0.00195)\}$$

$$P_0 = \min\{(2.87 \text{MN}); (2.93 \text{MN})\}$$

Donc

$$P_0 = 2.87 \text{MN}$$

Les pertes de précontrainte sont estimées à 25%, donc On peut calculer la valeur des câbles par la formule :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75 \times P_0}$$

$$n \geq \frac{6.31}{0.75 \times 2.87} = 2.93$$

donc va prendre 3 câble de 13T15S

VIII.2.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \leq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \geq \sigma_{bc}$$

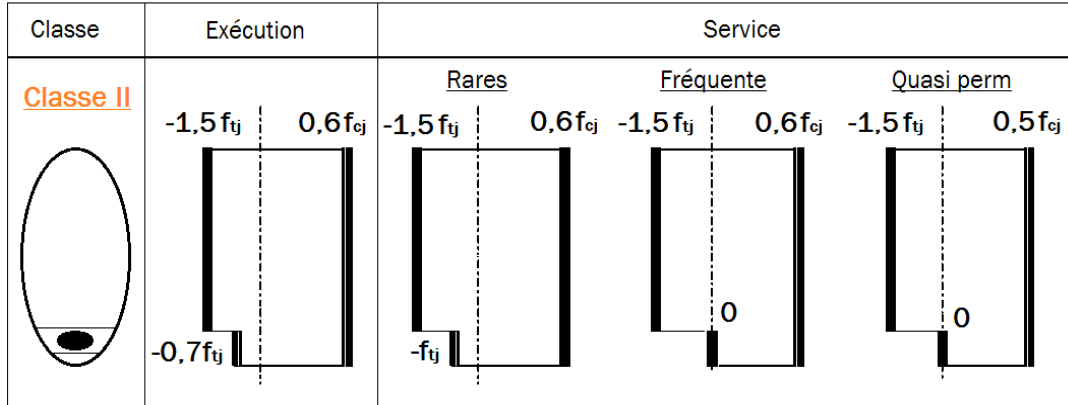


FIGURE VIII.2 LES CLASSES DE CALCULE SELON BPEL

1) Première phase (après 7 jours)

- ❖ On découpe les torons et on déplace les poutres vers la zone de stockage.
- ❖ Les caractéristiques géométrique et le moment à utiliser est uniquement la caractéristique géométrique de la section de poutre seule après 7 jours
- ❖ Les pertes dans cette phase sont 10%
- ❖ La mise en tension est a 50% donc $P = 0.5 \times n_{cable} \times P_{min} \times (1 - \Delta P)$
- ❖ On va calculer par le moment de la poutre seule $M = 3.77 MN.m$

Tableau VIII-3 : Les valeurs des contraintes de la première phase

f_{c7}	23,18MPa
$f_{t7} =$	1,99MPa
σ_{bt2}	-1,39MPa
σ_{bt1}	-2,99MPa
σ_{bc}	13,91MPa
ΔP	10%
n cable	3

2) deuxième phase (après 28 jours)

- ❖ La mise en tension est a 100% donc $P = n_{cable} \times P_{min} \times (1 - \Delta P)$
- ❖ Les caractéristiques géométrique et le moment à utiliser est uniquement la caractéristique géométrique de la section de poutre seule après 28 jours
- ❖ Les pertes dans cette phase sont 10%
- ❖ On va calculer par le moment de la poutre seule $M = 3.77 MN.m$

Tableau VIII-4 : Les valeurs des contraintes de la deuxième phase

f_{c7}	35MPa
f_{t7}	2,7MPa
σ_{bt2}	-1,89MPa
σ_{bt1}	-4,05MPa
σ_{bc}	21MPa
ΔP	10%
n cable	3

3) troisième phase (après coulage de la dalle)

- ❖ Les caractéristiques géométrique et le moment à utiliser est uniquement la caractéristique géométrique de la section de poutre+dalle
- ❖ Les pertes dans cette phase sont 15%
- ❖ On va calculer par le moment de la poutre+dalle sous la charge G
M=5.287MN.m

Tableau VIII-5 : Les valeurs des contraintes de la troisième phase

f_{c7}	35MPa
f_{t7}	2,7MPa
σ_{bt2}	-1,89MPa
σ_{bt1}	-4,05MPa
σ_{bc}	21MPa
ΔP	15%
n cable	3

4) quatrième phase(en service)

- ❖ Les caractéristiques géométrique et le moment à utiliser est uniquement la caractéristique géométrique de la section de poutre+dalle
- ❖ Les pertes dans cette phase sont 25%
- ❖ La mise en tension est a 100% donc $P=n_{\text{cable}} \times P_{\text{min}} \times (1-\Delta P)$

Tableau VIII-6 : Les valeurs des contraintes de la quatrième phase

f_{c7}	35MPa
f_{t7}	2,7MPa
σ_{bt2}	-1,89MPa
σ_{bt1}	-4,05MPa
σ_{bc}	21MPa
ΔP	25%
n cable	3

Vérification des contraintes à la fin de chaque étape

Tableau VIII-7: données géométrique dans chaque phase

	Ig (m ⁴)	B (m ²)	v (m)	v' (m)
Phase 1	0,38	0,79	0,89	1,11
Phase 2	0,38	0,79	0,89	1,11
Phase3	0,61	1,12	0,8	1,4
Phase 4	0,6100	1,1200	0,8000	1,4000

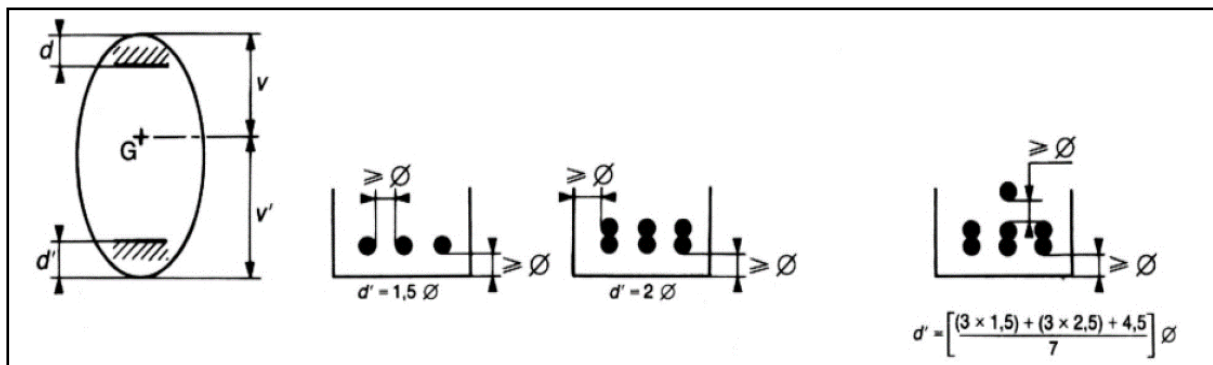
Tableau VIII-8 : Comparaison et vérification des contraintes supérieure et inférieure

Phase	e0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _{bt2} (MPa)	σ _{bc} (MP)	σ _{bt1}	obs
Phase 1	0,89	3,77	3,87	5,66	3,96	-1,39	13,9	-2,99	vérifier
Phase 2	0,89	3,77	7,75	2,49	18,94	-1,89	21	-4,05	vérifier
Phase 3	1,18	5,287	7,32	2,14	14,22	-1,89	21	-4,05	vérifier
Phase 4	1,18	9,90	6,46	8,76	0,53	-1,89	21	-4,05	vérifier

VIII.3 DISPOSITION DES CABLES :

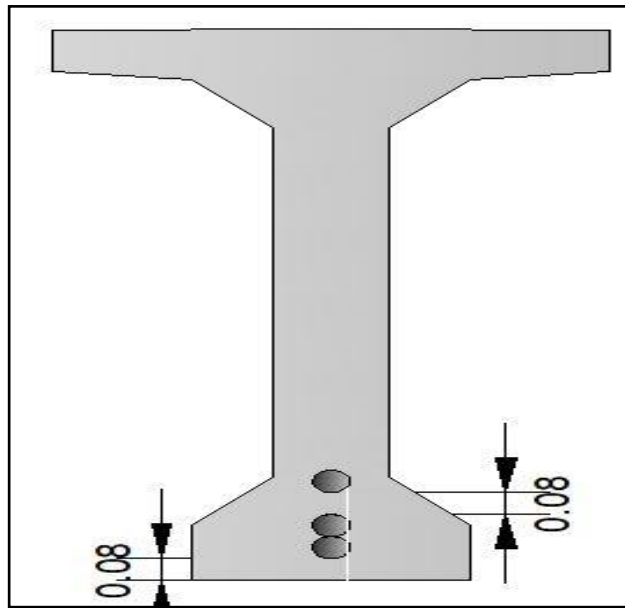
la première chose qui nous allons faire c'est chercher l'excentricité maximale dans la section qui a le moment max (centre de la poutre)

Il est nécessaire de disposer les câbles de telle façon que respecter les dispositions minimales



FIGUERE VIII.3 disposition minimal des câbles de précontrainte

Et on va mettre les câbles dans l'axe de la poutre pour éviter la torsion



FIGUERE VIII.4 disposition des câbles de précontrainte à la section médiane

Le diamètre de la gain est 0.08m donc les conditions de disposition est vérifier

Les contraintes dans la section d'about sur les appuis est définie par la formule suivante

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + P \times eo \times \frac{V'}{I} \text{ car le moment est nul}$$

Donc pour éliminer le terme $P \times eo \times \frac{V'}{I}$ on va mettre notre câble intermédiaire au center de gravite de la section d'about

Pour choisir la disposition des autres câbles on va respecter la disposition de plaque d'ancrage

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kan (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	140	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	546	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	536	300	145	M20x4

FIGUERE VIII.5 caractéristiques des plaques d'ancrage selon B.P.E.L

Notre câble est 13T15S donc son plaque d'ancrage et de A=250mm et B=210mm

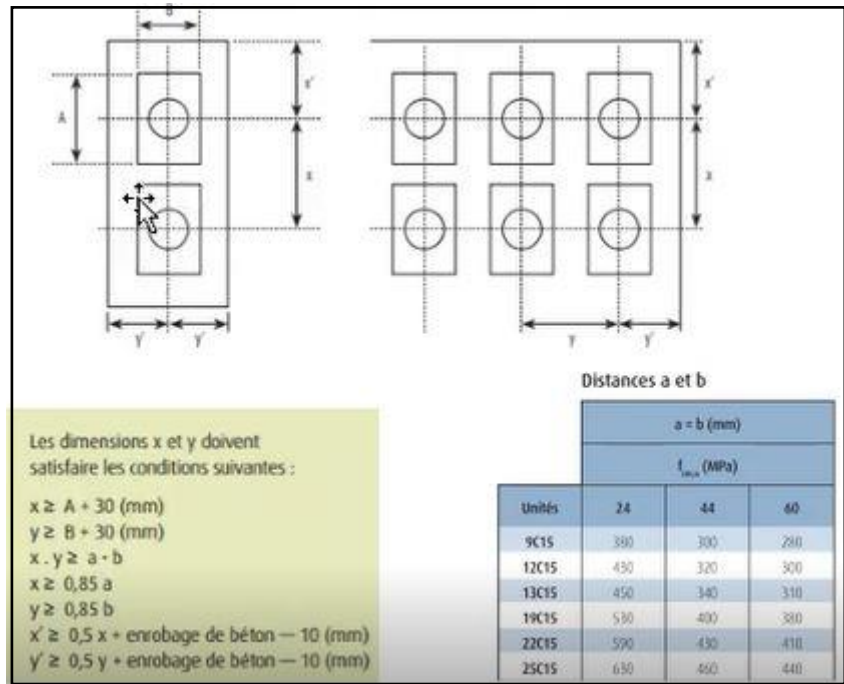


FIGURE VIII.6 condition de disposition des plaques d'ancrage

Pour 13T15S après faire l'interpolation la valeur de a=389.5mm

Donc $X \geq A + 30$ mm

$X \geq 280$ mm

$X \geq 0.85a$

$X \geq 331$ mm

Donc on prend $X = 331$ mm

Pour le câble central on va prendre la moyenne de centre de gravité de la section poutre et poutre+dalle

$V'_{\text{poutre}} = 1.07$ m

$V'_{\text{poutre+dalle}} = 1.275$ m

Donc $V'_{\text{moyenne}} = 1.18$ m

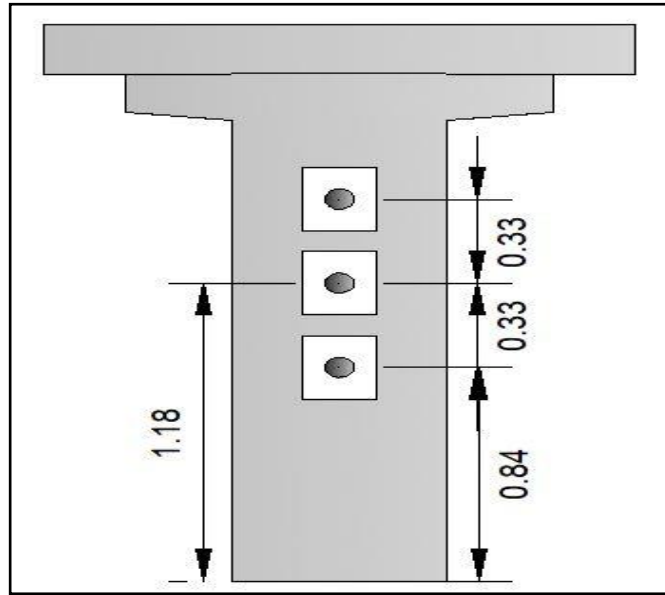


FIGURE VIII.7 disposition des plaques d’ancrage et les câbles dans l’about

Tableau VIII-9 : Positions des câbles

	Yi (m)		
	X = 0	X = 20	X = 40
C1	0,84	0,12	0,84
C2	1,18	0,2	1,18
C3	1,51	0,36	1,51

La prochaine étape est de tracer le câble suivant la position des gain a la section d’about et la section médian

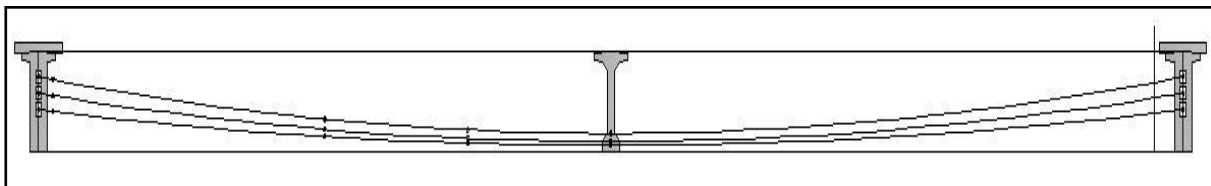


FIGURE VIII.8 tracé de câble de précontrainte

VIII.3.1 ANGLES DE RELEVAGES

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage on choisira 1m

$$\text{Arc sin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha_{\text{opt}} \leq \text{Arc sin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

avec :

$$\alpha_{\text{opt}} : \text{L'optimum théorique de l'angle de relevage; } \alpha_{\text{opt}} = \left(\frac{\text{arc sin} (V_M + V_m)}{2P} \right)$$

$$V_m : \text{Effort tranchant à vide sous (G); } V_m = 0,3957 \text{ MN}$$

$$V_M : \text{Effort tranchant charge sous (G + D240); } V_M = 0,7322 \text{ MN}$$

$$\bar{V} : \text{Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about; } \bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$$

$$\bar{\tau} : \text{Contrainte tangente limite en état limite de service; } \bar{\tau} = \sqrt{(0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}))}$$

$$\sigma_x : \text{Contrainte normale au niveau de la fibre neutre; } \sigma_x = \frac{P}{B_n(P+d)}$$

$$B_n = B_{(p+d)} - n \left(\pi \times \frac{\Phi^2}{4} \right)$$

$$b_n = b_n - (n \times K \times \Phi)$$

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

avec :

V_M : effort tranchant maximal sous combinaison $V_M = 1.193 \text{ MN}$

V_m : effort tranchant maximal sous la charge G $V_m = 0.654 \text{ MN}$

$$v = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

$$\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$$

$$b_n = \text{largeur about} - D_{\text{gaine}} \times n_{\text{lit}} = 0.6 - 0.08 = 0.52 \text{ m}$$

$$B_n = B_{p+d} - n \times \pi \times \frac{\Phi \times \Phi}{4} = 1.62 - 3 \times 3.14 \times \frac{0.08 \times 0.08}{4} = 1.6 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{0.75 \times 3 \times 2.87}{1.6} = 4.02 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2} = [0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 4.02)]^{1/2} = 2.69 \text{ MPA}$$

$$v = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h = 2.69 \times 0.52 \times 0.8 \times 2.2 = 2.47 \text{ MP}$$

donc

$$-11,37^\circ \leq \alpha \leq 28.89^\circ$$

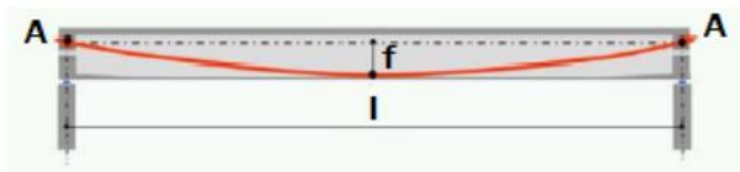
Donc les valeurs des angles de relevage sont

$$\alpha_{c1} = 4.03^\circ$$

$$\alpha_{c2} = 5.43^\circ$$

$$\alpha_{c3} = 6.38^\circ$$

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$



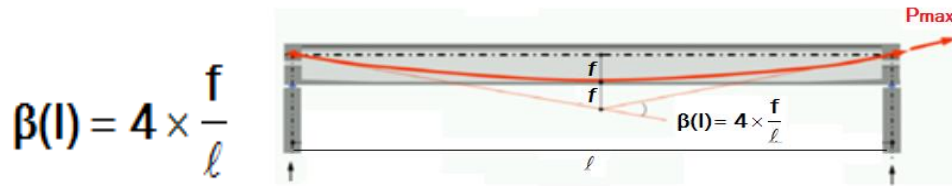
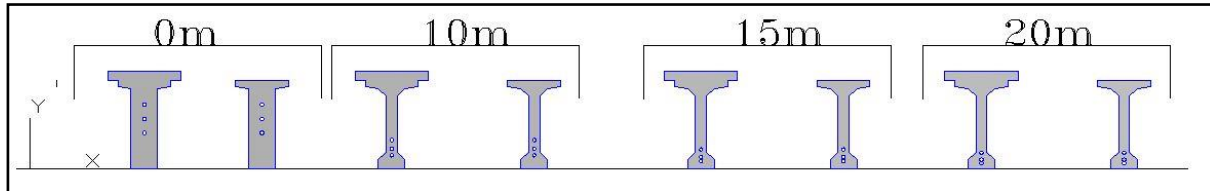


Tableau VIII-10 : Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			X=0	X=1	X=20			
C1	38	4,03	0,84	0,77	0,12	0,65	277,89	0,068
C2	38	5,43	1,18	1,08	0,2	0,88	203,97	0,093
C3	38	6,38	1,51	1,40	0,36	1,04	173,86	0,109

VIII.3.2 SECTION NETTE

Les section de béton se changeront après l’addition des câbles on va calculer ces section et leurs caractéristiques à 0,10,15,20m



FIGUERE VIII.9 section nette

Tableau VIII-11 : valeurs des caractéristiques géométriques des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,20	2,00	2,20	2,00	2,20	2,00	2,20
B_{nette} (m ²)	1,28	1,61	0,775	1,105	0,775	1,105	0,77	1,10
v_n (m)	0,931	0,923	0,880	0,780	0,880	0,780	0,880	0,780
v'_n (m)	1,069	1,277	1,120	1,420	1,120	1,420	1,120	1,420
I_{nG} (m ⁴)	0,475	0,751	0,378	0,598	0,374	0,592	0,390	0,590
ρ (%)	37,18	39,54	49,49	48,83	48,99	48,38	51,06	48,22

VIII.4 CALCUL DES PERTES

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- * Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte ;
- * Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.4.1 CALCUL DES PERTES INSTANTANÉES

VIII.4.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT

$$\sigma_{\phi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times R + \phi \times x)})$$

f: Coefficient de frottement en courbe

φ: Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹)

Tableau VIII-12 : valeurs moyennes des coefficients f et φ

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Notre cas est le cas où les câbles ne traversent pas des joints ou surfaces de reprise, les armatures sont des torons, le rayon est 173 > 6

Donc f = 0.18rd⁻¹ et φ = 0.002m⁻¹

σ_{p0} = 1488MPa

Tableau VIII-13 : valeurs des pertes par frottement

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσ _φ (MPa)	Δσ _φ Moy (MPa)	Δσ _φ Moy (%)
C1	20	0,068	0,052	75,83	81,38	5%
C2	20	0,093	0,057	82,12		
C3	20	0,109	0,060	86,19		

VIII.4.1.2 PERTES PAR RECLE D’ANCRAGE

Cette perte de tension résulte du glissement de l’armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l’ancrage.

Les pertes par recul d’ancrage s’annule apres une distance d tel que :

$$d = \left(\frac{E_p \times G}{\sigma_{po} \times k} \right)^{1/2}$$

la formule des pertes par recule d’ancrage est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{po} \times k(d-x)$$

Avec :

$$K = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

g: L’intensité du recul d’ancrage = 6mm.

E_p: Module d’élasticité pour les tourons=1.9×10⁵MPa

Tableau VIII-14 : valeurs des pertes par recul d’ancrage aux milieux des câbles

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _{p(l/2)}	Δσ _{p(0)}
C1	20	0,0026	17,12	0	133,21 (MPa)
C2	20	0,0028	16,43	0	138,78 (MPa)
C3	20	0,0030	16,02	0	142,28 (MPa)

Et parce que les pertes aux milieux sont négatives donc on va négliger les pertes par recul d’ancrage

Donc

$$\Delta\sigma_g(x) = 0\%$$

VIII.4.1.3 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

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

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times e}{I_g} + \frac{M_p \times e}{I_g}$$

σ_{bi} : désignant la contrainte au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j de la mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{2.87 \times 3}{0.79} + \frac{8.61 \times 0.88 \times 0.88}{0.38} + \frac{3.77}{0.38} = 18.25 \text{MPa}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{MPa}$$

$$\sigma_e = \frac{1.9 \times 10^5}{2 \times 35981,73} \times 18.25 = 48.19 \text{MPa}$$

$$\sigma_e = 3\%$$

VIII.4.2 CALCUL DES PERTES DIFFEREE**VIII.4.2.1 PERTES PAR RETRAIT:**

C'est le complément au retrait effectué avant la mise en précontrainte des produits. La part restante du retrait est :

$$\Delta \sigma_r = EP \times \epsilon_r \times (1 - r(t))$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}} = \frac{8.38}{1.61} = 520 \text{ cm}$$

$$t = 1000h = 42 \text{ j}$$

$$r(t) = \frac{42}{42 + 9 \times 520} = 0.0088$$

$$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4} \text{ parce que le climat et tempère sec zone B}$$

$$\Delta \sigma_r = EP \times \epsilon_r \times (1 - r(t)) = 190000 \times 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.0088) = 56.5 \text{MPa}$$

$$\Delta \sigma_r = 3.8\%$$

VIII.4.2.2 PERTES PAR FLUAGE

Dans les pertes par fluage on va mettre en considération les pertes instantanées donc on va prendre $\Delta p=25\%$

$$\Delta\sigma_{fl}=2.5\times\sigma_b\times\frac{Ep}{Eij}$$

$$d\sigma_{bi}=\frac{P}{B} + \frac{P\times e\times e}{Ig} - \frac{Mp\times e}{Ig}$$

tel que :

$$p=(1-0.25)\times 3\times 2.87=6.46\text{MN}$$

$$e=V'-\text{moy}(0.12,0.2,0.36)=1.17\text{m}$$

donc

$$d\sigma_{bi}=\frac{6.46}{1.12} + \frac{6.46\times 1.17\times 1.17}{0.61} - \frac{6.3\times 1.17}{0.61}=8.22\text{MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl}=2.5\times\sigma_b\times\frac{Ep}{Eij}=2.5\times 8.22\times\frac{190000}{35981.73}=108.53\text{MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl}=7.2\%$$

VIII.4.2.3 PERTES PAR RELAXATION

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles ; les règles BPEL (art. 3.3, 23) proposent la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p=0.06\times\rho_{1000}\times\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - uo\right)\times\sigma_i$$

ρ_{1000} : est la valeur garantie de la relaxation isotherme à 1000 heures en % de la tension initiale égale 2.5% .

$uo=0.43$ Pour les armatures TBR (BPEL 91 révisé 99).

$$\Delta\sigma_p=0.06\times\rho_{1000}\times\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - uo\right)\times\sigma_i$$

σ_i : la contrainte admissible sans les pertes instantanées

$$\sigma_i=1488-81.38-48.19=1358.43\text{MPA}$$

$$\Delta\sigma_p=0.06\times\rho_{1000}\times\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - uo\right)\times\sigma_i=0.06\times 2.5\times\left(\frac{1358.43}{1860} - 0.43\right)\times 1358.43\text{MPA}$$

$$\Delta\sigma_p=4.1\%$$

La somme des pertes diffres est

$$\Delta\sigma_d=\Delta\sigma_r+\Delta\sigma_{fl}+\frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

Tableau VIII-15 : valeurs des pertes total

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	129,57	8,71
$\Delta\sigma_{Diff}$	216,53	14,55
$\Delta\sigma_{\infty} =$	346,10	23,26

VIII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTE

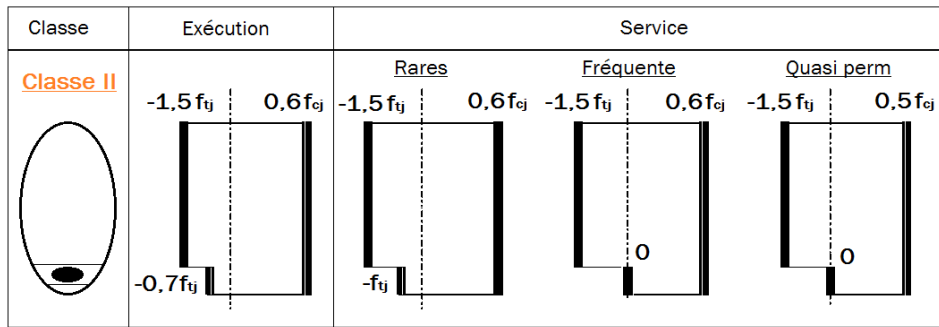
Dans cette vérification on va donner un intervalle de précontrainte en cas c'est nous déjà fait des erreurs dans les calcul précédant

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

Avec

ΔP :les pertes total de la précontrainte



On va calculer on utilisant les valeur de cable moyennes

Tableau VIII-16 : Les hauteurs moyennes des câbles

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0	0,81	1,13	1,45	1,13
x=L/4	0,30	0,45	0,65	0,47
x=3L/8	0,17	0,26	0,43	0,29
x=L/2	0,12	0,20	0,36	0,23

Tableau VIII-17 : les valeurs de P1 te P2

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,35	4,24	3,99	1,13	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,71	8,18	7,54	1,13	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	15,98	7,68	6,79	1,13	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	23,26	7,18	6,03	1,13	0,47	0,29	0,23

Phase 1 : Les pertes sont 50% des pertes instantanées

Phase 2 : Les pertes sont 100% des pertes instantanées

Phase 3 : Les pertes sont 50% des pertes diffères et 100% des pertes instantanées

Phase 4 : Les pertes sont 100% des pertes total

Tableau VIII-18 : vérification dans les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=10	x=15	x=20	x=0.5	x=10	x=15	x=20
e (m)		-0,06	0,65	0,83	0,89	-0,06	0,65	0,83	0,89
MEls		0,00	2,78	3,52	3,77	0	2,78	3,52	3,77
P1 (MN)		4,24	4,24	4,24	4,24	8,18	8,18	8,18	8,18
P2 (MN)		3,99	3,99	3,99	3,99	7,54	7,54	7,54	7,54
σ _p (MPa)	σ _{sup}	0,00	6,47	8,28	8,51	0,00	6,47	8,28	8,51
	σ _{inf}	0,00	-8,24	-8,36	-10,83	0,00	-8,24	-10,54	-10,83
σ _{P1} (MPa)	σ _{sup}	3,81	-0,98	-2,84	-3,08	7,35	-1,89	-5,48	-5,93
	σ _{inf}	2,72	13,68	16,05	16,35	5,25	26,40	30,97	31,55
σ _{P2} (MPa)	σ _{sup}	3,59	-0,92	-2,67	-2,90	6,78	-1,74	-5,05	-5,47
	σ _{inf}	2,56	12,89	15,12	15,40	4,83	24,32	28,53	29,07
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	3,81	5,49	5,44	5,43	7,35	4,59	2,80	2,57
	σ _{inf}	2,72	5,45	7,69	5,53	5,25	18,16	20,43	20,72
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	3,59	5,55	5,60	5,61	6,78	4,73	3,23	3,04
	σ _{inf}	2,56	4,65	6,75	4,57	4,83	16,08	17,99	18,24

$$\sigma_p = M \times \frac{V_l}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{P1}{B} \pm (P1 \times e_0) \times \frac{V_l}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{P2}{B} \pm (P2 \times e_0) \times \frac{V_l}{I}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_p + \sigma_1$$

$$\sigma_{min} = \sigma_p + \sigma_2$$

Donc tous les σ_{max} et σ_{min} sont vérifier les contraintes admissible

Tableau VIII-19 : comparaison des contraintes dans la phase 1 et 2

a 28 jours		a 7 jours	
$\sigma_{bt2}=-1,89\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bt2}=-1,39\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$
$\sigma_{bt1}=-4,05\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bt1}=-2,99\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$
$\sigma_{bc}=21\text{MPa}>$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bc}=13,91\text{MPa}>$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$

Tableau VIII-20 : vérification des contraintes dans les phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=10	x=15	x= 20	x=0.5	x=10	x=15	x=20
e (m)		0,15	0,95	1,13	1,19	0,15	0,95	1,13	1,19
MEls		0,00	3,90	4,90	5,28	0	7,5	9,3	9,90
P1 (MN)		7,68	7,68	7,68	7,68	7,18	7,18	7,18	7,18
P2 (MN)		6,79	6,79	6,79	6,79	6,03	6,03	6,03	6,03
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,09	6,45	6,98	0,00	9,79	12,25	13,09
	σ_{inf}	0,00	-9,27	-11,75	-12,71	0,00	-17,82	-22,30	-23,82
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,38	-2,61	-4,52	-5,16	3,16	-2,44	-4,22	-4,83
	σ_{inf}	6,69	24,35	27,83	29,01	6,25	22,76	26,01	27,12
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,99	0,21	-0,77	-4,56	5,25	0,39	-1,45	-4,06
	σ_{inf}	5,91	21,52	24,59	25,63	5,26	19,13	21,86	22,79
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,38	2,48	1,94	1,81	3,16	7,35	8,03	8,26
	σ_{inf}	6,69	15,09	16,08	16,30	6,25	4,94	3,71	3,29
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,99	5,30	5,69	2,42	5,25	10,18	10,80	9,03
	σ_{inf}	5,91	12,25	12,84	12,92	5,26	1,31	-0,44	-1,03

Tableau VIII-21 : comparaison des contraintes dans la phase 3 et 4

a 28 jours		a 28 jours	
$\sigma_{bt2}=-1,89\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bt2}=-1,89\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$
$\sigma_{bt1}=-4,05\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bt1}=-4,05\text{MPa}<$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$
$\sigma_{bc}=21\text{MPa}>$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	$\sigma_{bc}=21\text{MPa}>$	$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$

VIII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLES

Dans la verification des contrainte tangentielle on a besoin de verifier ces deux condition

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

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

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifier juste que $\tau < \tau_1$

Tel que

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} \text{ avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha_i$$

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} \text{ avec } P = \sum P_i \times \cos \alpha_i$$

α_i	p_i	$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
4.03	2,20	2,20	0,15
5.43	2,20	2,19	0,21
6.38	2,20	2,19	0,24
Somme		6,58	0,61

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} = \frac{6.58}{1.61} = 4.08 \text{ MPA} < 14$$

donc on vérifier juste que $\tau < \tau_1$

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} = \frac{(1.19 - 0.61) \times 0.59}{0.52 \times 0.75} = 0.88 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = 0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 4.08) = 2.71 \text{ MPA} > 0.88$$

les condition sont vérifier donc les contraintes tangentielle a els sont vérifier

VIII.6.1 VERIFICATION DE L'INCLINAISON DE BIELLE

En désignant par βu l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre :

$$\text{tg} 2\beta u = \frac{2\tau u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec } \beta u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y :représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$

$$\tau u : \text{contraint tangentielle ultime } \tau u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

$$\tau u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} = \frac{(1.61 - 0.61) \times 0.59}{0.73 \times 0.52} = 1.51 \text{ MPA}$$

$$\sigma_x = 4.08 \text{ MPA}$$

$$\text{tg} 2\beta u = \frac{2 \times 1.51}{4.08} \Rightarrow \beta u = 18.29^\circ < 30^\circ$$

Donc la condition est vérifiée on va prendre 30°

VIII.7 CALCUL DES ARMATURES PASSIVES

VIII.7.1 ARMATURES LONGITUDINALES

Les contraintes sont vérifiées mais dans la phase 4 a la section de 20m il y'a une traction

Donc on va ajouter des armatures

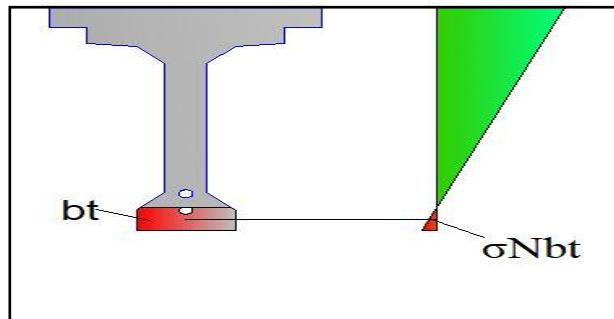
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \right)$$

Tel que :

B_t :aire de la section du béton en traction=0.124m²

σ_{bt} :valeur absolue de la contrainte maximale de traction =1.03MPa

N_{bt} :la résultante des contraintes de traction correspondantes



FIGUERE VIII.10 Zone tendue et contrainte de traction

$B_t =$	0,1239 m ²
$\sigma_{Bt} =$	1,03 MPa
$N_{Bt} =$	0,0743 MN

$$A_s = \frac{0.1239}{1000} + \left(\frac{0.073}{500} \times \frac{2.7}{1.03} \right) = 5.14 \text{ cm}$$

On utilise 5HA12

VIII.7.2 MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section. Si l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, l'inégalité de l'article §7.3.2.1 BPEL se traduit par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times y} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

- S_t : espacement des armatures

- $f_e = 500 \text{ MPa}$.

- $\gamma_s = 1.15$.

- $b_n = 0.52 \text{ m}$.

$$- \beta u = 30^\circ.$$

$$- \tau u = 1.51 \text{ MPa}.$$

Donc

$$\frac{At}{st} > 4.24 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimal est

$$\frac{At}{st} > \frac{0.4 \times bn \times \gamma_s}{f_e} = 4.8 \text{ cm}$$

On prend 4.8cm

On prend un espacement de 20cm

$$st \leq \min(0.8h; 3bn ; 1m)$$

$$st \leq \min(0.8 \times 2; 3 \times 0.52 ; 1m) = 1m$$

donc

$$At_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On va utiliser un cadre de HA12 = 1.13 cm²

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton . Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.51 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83$$

Donc la condition est vérifiée

VIII.7.3 ARMATURES LONGITUDINALES DE PEAU

Pour les armatures de peau on prend 3cm²/ml de périmètre de section, notre périmètre est égale à 6.62m.

Donc dans notre cas on prend **26HA10 As=20.42cm²**

VIII.7.4 CADRES POUR TALON

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\overline{\sigma}_{cn} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{28} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPA}$$

$$\frac{\overline{W}_t}{S_t} = c \frac{\overline{\sigma}_{28}}{\overline{\sigma}_{cn}} \times 100 = 0.035 \times \frac{21}{434.78} \times 100 = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit S_t = 0.6m

$$\overline{W}_t = 1.014 \text{cm}^2$$

On va choisir des cadres **HA12=1.13cm²**.

CHAPITRE

IX : ETUDE DE L'HOURLDIS ET CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.1 CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.1.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

IX.1.2.1 FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

En supposant que son propre poids est une charge uniformément répartie, la flèche porte son La valeur maximale de la mi- portée. La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times q}{384 E v \times I} L^4$$

L : la portée = 39m

q : poids propre = 24.42

I : moment d'inertie poutre+dalle = 0.61m⁴

E_v : module d'élasticité différées = $\frac{E_{ij}}{3} = 11993.91 \text{MPa}$

$$f_G = \frac{5 \times q}{384 E v \times I} L^4 = \frac{5 \times 0.02442}{384 \times 11993.91 \times 0.61} \times 39^4 = 0.1 \text{m}$$

IX.1.3 FLECHE DUE AUX SURCHARGES

Voici la formule nous permet à calculer cette flèche :

$$F_s = \frac{5 \times M q}{48 E v \times I} L^2$$

M_q : moment de D240 = 3.8MN.m

$$F_s = \frac{5 \times M q}{48 E v \times I} L^2 = \frac{5 \times 3.8}{48 \times 11993.91 \times 0.61} \times 39^2 = 0.082 \text{m}$$

La fleche totale due a le poids propre et les surcharges est :

$$F_{g+s} = 0.082 + 0.1 = 0.182 \text{m}$$

IX.1.4 FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE

À cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \frac{2}{I \times E v} \int_0^l M p(x) M dx$$

section	N = ∑ P cos (MN)	e _p	M _p = N × e _p
0	6.54	-0.15	0.981
5	6.55	-0.95	6.22
10	6.58	-1.13	7.435
20	6.6	-1.19	7.85

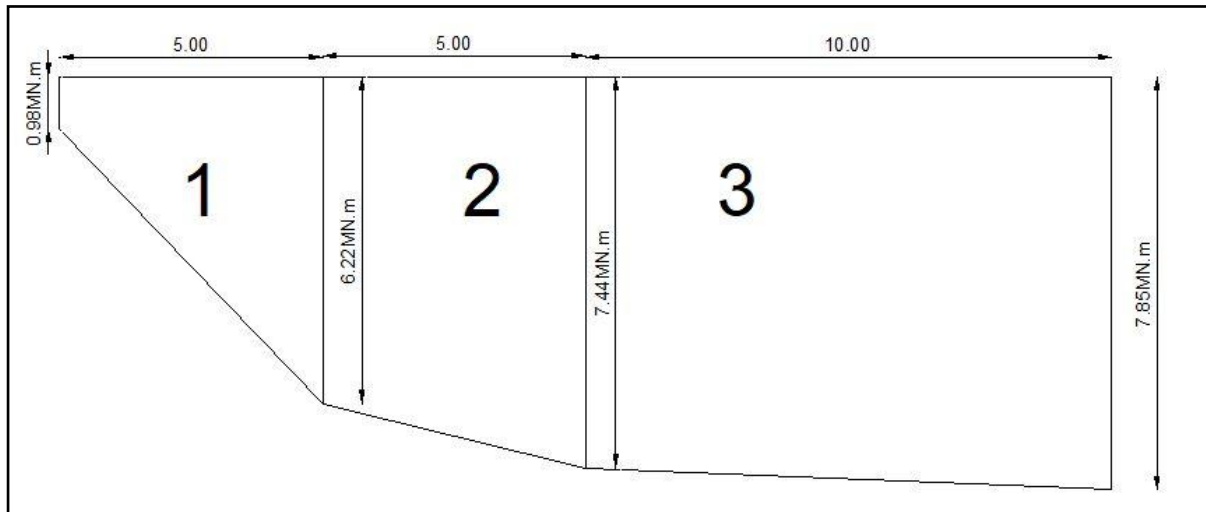


FIGURE .IX.1. Diagramme des moments

$$X_G = \frac{h}{3} \times \frac{2B+b}{B+b}$$

$$X_G = \frac{5}{3} \times \frac{2 \times 6.22 + 0.98}{6.22 + 0.98} = 3.1 \text{ m}$$

TABLEAUX .IX.1. Calcul du moment statique

AIRE	h(m)	AIRE DE TRAPEZE	X _G	SΔ _{AB}
1	5	18	3.1	55.8
2	5	34.15	2.57	87.7
3	10	76.45	5.04	385.3
Σ SΔ _{AB}				528.8

$$f_p = \frac{528.8 \times 2}{11993.91 \times 0.61} = -0.144 \text{ m}$$

IX.1.5 FLECHE DE CONSTRUCTION

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce 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 augmente 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 :

$$f_c = \frac{3}{4} \times (f_p - f_g) = \frac{3}{4} \times (0.144 - 0.1) = 0.033 \text{ m}$$

IX.1.6 FLECHE TOTAL

- ❖ En service à vide

$$f_t = f_p + f_g + f_c = -0.144 + 0.1 + 0.033 = -0.011 \text{ m}$$

- ❖ en service à charge

$$f_t = f_p + f_g + f_c + f_s = -0.144 + 0.1 + 0.033 + 0.082 = 0.071 \text{ m}$$

Conclusion :

La flèche totale calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 7.1 \text{ cm}$

La flèche admissible : $(L/300 = 13 \text{ cm})$ doit être supérieur à la flèche calculée (7.1cm)

Donc : la condition est vérifiée ($f_t \leq f_{adm}$)

IX.2.CALCUL DES ROTATIONS

IX.2.1 ROTATION SOUS LE POIDS PROPRE

La formule qui permet de calculer la rotation est :

$$\theta_g = \frac{g}{24 \times Ev \times I_g} \times L^3$$

I_g : moment d'inertie poutre+dalle à l'about.

$$\theta_g = \frac{0.02442}{24 \times 11993.91 \times 0.75} \times 39^3 = 6.77 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IX.2.2 ROTATION SOUS LE SURCHARGE D240

La formule qui permet de calculer la rotation est :

$$\theta_s = \frac{Md240}{3 \times Ev \times I_g} \times L$$

$$\theta_s = \frac{3.8}{3 \times 11993.91 \times 0.75} \times 39 = 5.49 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IX.2.3 ROTATION SOUS LA PRECONTRAINTE

$$\theta_p = \frac{1}{2Ev} \int_0^l M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (FIGURE .IX.1) :

$\int_0^l M dx$ Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\text{Surface des aires} = 2 \int_0^{2\pi} M dx = 2 \times (18 + 34.15 + 76.45) = 257.2 \text{ m}^2$$

$$\theta_p = \frac{257.2}{2 \times 11993.91 \times 0.75} = -1.43 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

IX.2.4 ROTATION TOTAL

- ❖ En service à vide

$$\theta_T = \theta_p + \theta_g = -0.0143 + 6.77 \times 10^{-3} = -0.00753 \text{ rad}$$

- ❖ en service à charge

$$\theta_T = \theta_p + \theta_g + \theta_{d240} = -0.0143 + 6.77 \times 10^{-3} + 5.49 \times 10^{-3} = -2.04 \times 10^{-3}$$

IX. 3 CALCUL DE DEPLACEMENT**IX.3.1 DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APUIS**

$$\Delta\theta_{\text{ROT}} = \frac{\sin\theta \times h}{2}$$

Déplacement en service (à vide) :

$$\Delta\theta_{\text{ROT}} = \frac{\sin-0.002 \times 2.2}{2} = -2.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Déplacement en service (en charge) :

$$\Delta\theta_{\text{ROT}} = \frac{\sin-0.0075 \times 2.2}{2} = -8.24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

IX.3.2 DEPLACEMENT DU AU RETRAIT

$$\Delta f_{\text{Ret}} = \epsilon_r \times \frac{L}{2}$$

$$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta f_{\text{Ret}} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{39}{2}$$

$$\Delta f_{\text{Ret}} = 3.9 \times 10^{-4} \text{ m}$$

IX.3.3 DEPLACEMENT DU AU FLUAGE

$$\Delta f_{\text{flu}} = \epsilon_{\text{flu}} \times \frac{L}{2}$$

$$\epsilon_{\text{flu}} = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$\Delta f_{\text{flu}} = 3.5 \times 10^{-3} \times \frac{39}{2} = 6.82 \times 10^{-3}$$

IX.3.4 DEPLACEMENT DU AU TEMPERATURE

$$\Delta l = \alpha \times l_0 \times \Delta T$$

$$\alpha \text{ du béton} = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\Delta T = 35 \text{ dans la zone de gualma}$$

$$\Delta l = 9.9 \times 10^{-6} \times 19.5 \times 35 = 0.0068 \text{ m}$$

IX.3.5 DEPLACEMENT TOTAL

Le déplacement total est défini par la relation suivante :

$$\Delta max \pm = \frac{2}{3}(\Delta\theta + \Delta r + \Delta f) \pm \Delta l$$

$$\Delta max^+ = \frac{2}{3}(-8.24 \times 10^{-3} + 3.9 \times 10^{-4} + 6.82 \times 10^{-3}) + 0.0068 = 6.12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$max^- = \frac{2}{3}(\Delta\theta + \Delta r + \Delta f) - \Delta l$$

$$\Delta max^- = \frac{2}{3}(-8.24 \times 10^{-3} + 3.9 \times 10^{-4} + 6.82 \times 10^{-3}) - 0.0068 = -7.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

IX.4 ETUDE DE L'HOURLDIS

IX.4.1 INTRODUCTION

le rôle de l'hourdis est d'assurer la répartition transversal des efforts Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, il est transmettre aussi les surcharge a les poutres qui est leur tour les transmettrons aux fondations.

IX.4.2 ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE

IX.4.2.1 MOMENTS FLECHISSANT MAX ET MIN :

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'aide du logiciel ROBOT structural pour faire le ferrailage de l'hourdis. Les résultats sous les différentes combinaisons et sous les différentes dispositions des charges sont donnés dans les tableau suivants :

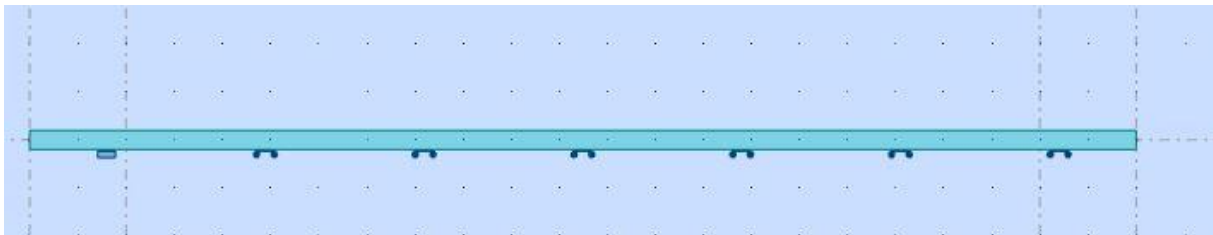


FIGURE .IX.2. Modélisation transversal de tablier

TABLEAUX .IX.2. Calcul du moment transversal a l'ELS

ELS		
combinaison	Moment de fibre inferieure +	Moment de fibre supérieure
G+1.2A(L)	0.16	0.424
G+1.2BC	3.3	2.7
G+1.2BT	3.7	2.9
G+D240	0.62	1.069

TABLEAUX .IX.3. Calcul du moment transversal a l'ELU

ELU		
combinaison	Moment de fibre inferieure +	Moment de fibre supérieure
1.35G+1.6A(L)	0.21	0.57
1.35G+1.6BC	4.45	3.69
1.35G+1.6BT	5	3.9
1.35G+1.35D240	0.83	1.44

IX.4.2 FERRAILLAGE DE L'HOUDIS

IX.4.2.1 La nappe inferieure

On va ferrailer l'hourdis en flexion simple pour une bonde de 1 m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$d=h-c$; ($d = 20 - 3 = 17$ cm)

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

En situations durables ou transitoires : ($\gamma_b = 1.5$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{0.05}{1 \times 0.17^2 \times 19.83} = 0.087$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow section sans armatures comprimées (SSAC)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}}{0.8} = 0.114$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.114) = 0.162$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{0.05}{0.162 \times 435} = 7.09 \text{ cm}^2$$

La section minimale :

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 2.1 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour faire la vérification à ELS on a deux conditions :

Condition 1 : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{adm})$

Condition 2 : $\sigma_s \leq \sigma_s(\text{adm})$

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(333.33 ; 228.63) ; \sigma_s(\text{adm}) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{n M_{ser}}{I_1} (d - y_1)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} (y_1)$$

y_1 : c'est la solution de M statique/axe neutre = $0.5by_1^2 + nAs' - nAs(d-y_1)=0$

$As' = 0$ (section sans armatures comprimés)

$n=15$ (coefficient d'équivalence E_s/E_v)

$$500y_1^2 - 15 \times 7.09(0.17 - y_1) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 610.83 \Rightarrow y_1 = 5.04 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A_s \times (d - y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{1 \times 0.0504^3}{3} + 15 \times 7.09 \times (0.17 - 0.0504)^2$$

$$I_1 = 1.948 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0.037}{1.948 \times 10^{-4}} (0.17 - 0.0504) = 340.75 \text{ MPA} > 228.63$$

La condition n'est pas vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{0.037}{1.948 \times 10^{-4}} (0.0504) = 9.57 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée

Donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_s(\text{adm}) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{15 \times 0.037}{1 \times 0.17^2 \times 228.64} = 0.0837$$

α est la solution de l'équation :

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$$

pour la solution $\alpha = 0.35$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{d \times \sigma_s \times (1 - \frac{\alpha}{3})} = \frac{0.037}{0.17 \times 228.63 \times (1 - \frac{0.35}{3})} = 10.77 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA20 = 12.57 cm² avec un espacement de 25 cm

IX.4.2.2 La nappe supérieure

On va ferrailer l'hourdis en flexion simple pour une bande de 1 m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = h - c ; (d = 20 - 3 = 17 \text{ cm})$$

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

En situations durables ou transitoires : ($\gamma_b = 1.5$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{0.039}{1 \times 0.17^2 \times 19.83} = 0.068$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow section sans armatures comprimées (SSAC)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.088) = 0.164$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{0.039}{0.164 \times 435} = 5.46 \text{ cm}^2$$

La section minimale :

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 2.1 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour faire la vérification à ELS on a deux conditions :

Condition 1 : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{adm})$

Condition 2 : $\sigma_s \leq \sigma_s(\text{adm})$

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(333.33 ; 228.63) ; \sigma_s(\text{adm}) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{n M_{ser}}{I_1} (d - y_1)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} (y_1)$$

$$y_1 : \text{c'est la solution de M statique/axe neutre} = 0.5by_1^2 + nAs' - nAs(d-y_1) = 0$$

$As' = 0$ (section sans armatures comprimés)

$n = 15$ (coefficient d'équivalence E_s / E_v)

$$500y_1^2 - 15 \times 5.46(0.17 - y_1) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 534 \Rightarrow y_1 = 4.52 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A_s \times (d - y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{1 \times 0.0452^3}{3} + 15 \times 5.46 \times (0.17 - 0.0452)^2$$

$$I_1 = 1.58 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0.029}{1.58 \times 10^{-4}} (0.17 - 0.0452) = 343.59 \text{ MPA} > 228.63$$

La condition n'est pas vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{0.029}{1.58 \times 10^{-4}} (0.0452) = 8.296 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée

Donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_s(\text{adm}) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{15 \times 0.029}{1 \times 0.17^2 \times 228.64} = 0.0658$$

α est la solution de l'équation :

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$$

pour la solution $\alpha = 0.317$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{d \times \sigma_s \times (1 - \frac{\alpha}{3})} = \frac{0.029}{0.17 \times 228.63 \times (1 - \frac{0.317}{3})} = 8.34 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA20 avec un espacement de 25cm

IX.4.3 ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE

Dans la dalle les armatures sollicitées sont les armatures transversales donc on va prendre les armatures longitudinales comme des armatures de construction, on calcule leur surface par

$$A_{s\text{lon}} = \frac{A_s}{3}$$

$$\text{Pour la nappe inférieure} = A_{s\text{lon}} = \frac{10.77}{3} = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour la nappe supérieure} = A_{s\text{lon}} = \frac{8.34}{3} = 2.78 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe supérieure on prend 4HA10 = 3.14 cm²

Pour la nappe supérieure Pour la nappe inférieure on prend 4HA12 = 4.52 cm²

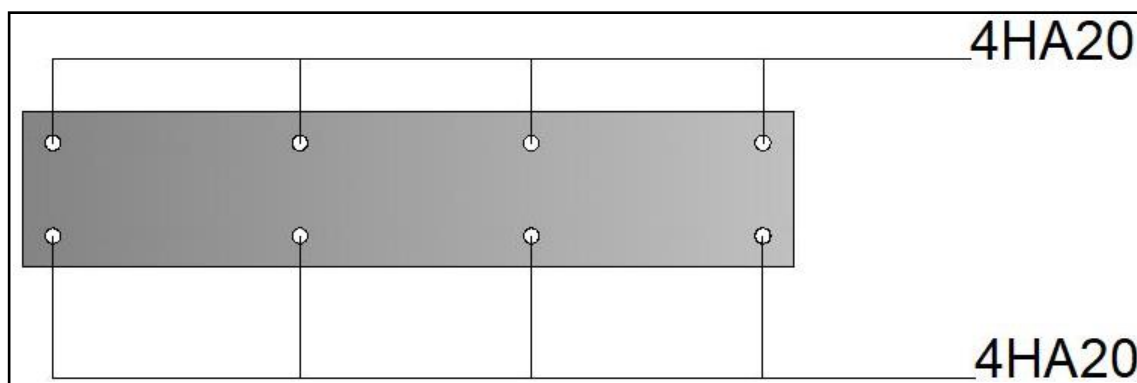


FIGURE .IX.3. : Schéma représente le ferrailage transversal de l'hourdis

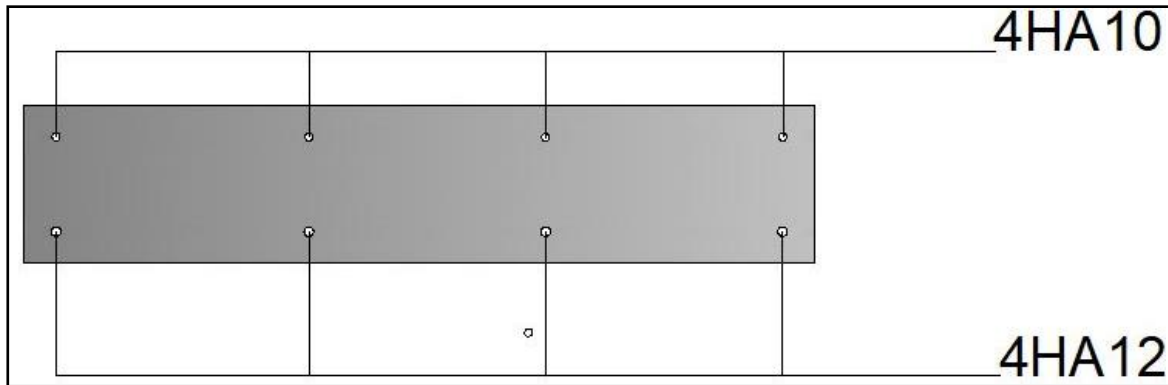


FIGURE .IX.3. : Schéma représente le ferrailage longitudinal de l'hourdis

IX.4.5 VERIFICATION DU POINÇONNEMENT

Pour éviter le risque de poinçonnement il faut respecter conformément à l'article A5,2,4 du BAEL 91 la condition suivante :

$$Q_u \leq Q = \frac{0.045 \times U_c \times h_d \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime, $Q_u = 1.6 \times P$.

h_d : l'épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

Surface d'impact avant diffusion :

$$a = 0.3 \text{ m } b = 0.6 \text{ m}$$

Surface d'impact après diffusion : (conformément à l'article A3,2,5 du BAEL 91)

$$a' = a + \frac{3}{4}h_r + h_d = 0.3 + \frac{3 \times 0.08}{4} + 0.2 = 0.56 \text{ m}$$

$$b' = b + \frac{3}{4}h_r + h_d = 0.6 + \frac{3 \times 0.08}{4} + 0.2 = 0.86 \text{ m}$$

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

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2.84 \text{ m}$$

$$Q = \frac{0.045 \times U_c \times h_d \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.84 \times 0.2 \times 35}{1.5} = 0.59 \text{ MN} \geq 0.16 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée

CHAPITRE
X : CALCUL DES
EQUIPEMENT

X.1 APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appuis jouent le rôle de transmettre les charge vers les infrastructures

Et aussi permettre l'absorption des rotations et déplacements.

On va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté dans notre projet.

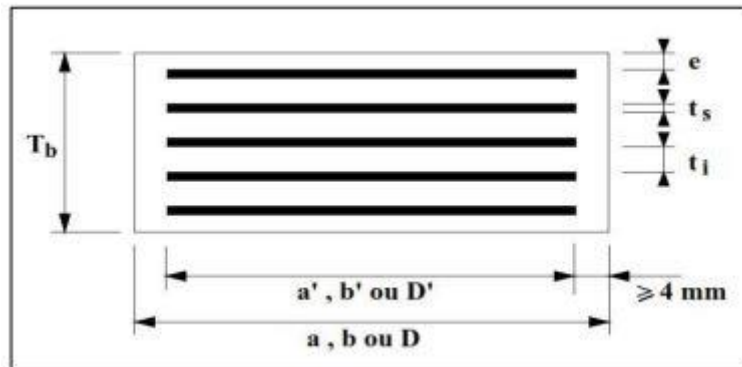


FIGURE X.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

X.1.1 DIMENSIONNEMENT de l'APPAREILS D'APPUI

X.1.1.2 DIMENSIONNEMENT DE L'AIRE DE l'APPAREILS D'APPUI

la condition qui on doit vérifier est :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \text{ recommandation}$$

R_{\max} : réaction d'appui a ELU $R_{\max}=1.61\text{MN}$

Donc :

$$0.805 \text{ m} \times \text{m} \geq a \times b \geq 0.107 \text{ m} \times \text{m}$$

a: Côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

D'apre document setra on choisira :

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

X.1.1.3 L'ÉPAISSEUR DE L'APPAREILLE D'APPUI T

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)}$$

$$\text{Donc } 35\text{mm} \leq T \leq 70\text{mm}$$

X.1.2 LES EFFORTS HORIZONTALS

X.1.2.1 EFFORTS DUS AU FREINAGE

On peut calculer l'effort de freinage de A(l) par la relation suivante :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

S : la surface chargé = 380m²

$$A(l) = 9.19 \text{ KN /m}^2$$

$$F = \frac{9.19 \times 380}{20 + 0.0035 \times 380} = 163.45 \text{ KN}$$

Chaque appareille a une force de

$$H_a = \frac{163.45}{14} = 11.675 \text{ KN}$$

Pour le système Bc 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= 300KN

$$H_a = \frac{300 \times 1.2}{14} = 25.71 \text{ KN}$$

X.1.2.2 EFFORT DE SIESME

$$\varepsilon_h = 0.1G$$

G : poids propre de tablier = 9690.8KN

$$\varepsilon_h = 0.1 \times 9690.8 = 969.8 \text{ KN}$$

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = \frac{969.8}{14} = 69.27 \text{ KN}$$

X.1.2.3 EFFORT DE VENT

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, la loi qui définit cet effort est

$$H_{\text{vent}} = \frac{S \times P_v}{n}$$

S : la section latéral laquelle agit le vent

n : nombre d'appareille d'appui

p_v : la pression du vent = 2KN/m²

$$H_{\text{vent}} = \frac{2.28 \times 40 \times 2}{14} = 13.02 \text{ KN}$$

X.1.2.4 EFFORT DUE AUX DEPLACEMENT

$$H_{\text{dep}} = \frac{\Delta_{\text{max}} \times G \times a \times b}{T}$$

$$\Delta_{\text{max}} = 0.75 \text{ cm}$$

T=45mm : Hauteur nette d'élastomère

G : module d'élasticité = 0.9MPa

$$H_{\text{dep}} = \frac{0.0075 \times 0.9 \times 0.122 \times 0.122}{0.045} = 18.37 \text{ KN}$$

L'effort dans chaque appui est 1.31KN

X.1.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES**X.1.3.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION**

$$\sigma_m = \frac{R_{\text{max}}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPA}$$

$$R_{\text{max}} = 1.61 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{1.61}{0.1225} = 13.14 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA}$$

la condition est vérifier

X. 1.3.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

On va vérifier que :

$$\tau_n + \tau_\alpha + \tau_h \leq 5G$$

❖ Effort de cisaillement a cause de l'effort normal :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

β : coefficient de forme

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

t : l'épaisseur de feuillet = 10mm

$$\beta = \frac{0.1225}{2 \times (0.01 \times (0.7))} = 8.75$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 13.14}{8.75} = 2.25 \leq 2.7$$

la condition est vérifier

❖ Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal :

On va calculer les efforts de cisaillement sous :

-Un déplacement lent : $\tau_{HI} = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$

U1 : Déplacement dû au : température, retrait et fluage=0.014

T : Hauteur nette d'élastomère

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 0.014}{0.045} = 0.28 \leq 0.45 \text{MPa}$$

la condition est vérifiée

-un effort dynamique (freinage Bc)

$$\tau_{H2} = \frac{Hbc}{a \times b} \leq 0.5G$$

$$\tau_{H2} = \frac{0.01167}{0.1225} = 0.2095 \leq 0.45 \text{MPa}$$

la condition est vérifiée

-l'effet Déformation (lente + rapide)

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} \leq 0.7G$$

$$\tau_H = 0.28 + 0.5 \times 0.095 = 0.38 \leq 0.63 \text{MPa}$$

la condition est vérifiée

-Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_a = \frac{G \times a \times a \times (\alpha_0 + \alpha t)}{2 \times t \times t \times n}$$

$$\alpha t : \text{rotation en service à vide} = \theta_p + \theta_g = -0.0143 + 6.77 \times 10^{-3} = -0.00753 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 10^{-2} \text{ rad}$$

n : Nombre de feuillets = 4.

$$\tau_a = \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times (0.01 - 0.00753)}{2 \times 0.01 \times 0.01 \times 4} = 0.34 \text{MPa} \leq 1.35 \text{MPa}$$

la condition est vérifiée

❖ Les contraintes de cisaillement sont limitées à :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5G$$

$$2.25 + 0.38 + 0.34 = 2.99 \leq 4.5 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

X. 1.3.3 CONDITION DE NON CHEMINEMENT ZT NON GLISSEMENT

Les conditions qui on doit vérifier :

$$\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{MPa}$$

$$H \leq \mu_e \times R_{\min}$$

σ_{\min} : contrainte de compression sous G

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

H : Effort horizontal exercé sur la dalle

$$\sigma_{\min} = \frac{0.718}{0.35 \times 0.35} = 5.86 \geq 2 \text{MPa}$$

la condition est vérifiée

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times K_f}{\sigma_{\min}} \text{ avec } K_f = 0.60 \text{ pour le béton.}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{5.86} \geq 0.253$$

$$\mu_e \times R_{\min} = 0.253 \times 0.718 = 0.182$$

❖ H dû à la déformation lente :

$$H = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T} = \frac{0.9 \times 0.014 \times 0.35 \times 0.35}{0.045} = 0.0343$$

$$H = 0.0343 \leq 0.182 \text{MN}$$

H dû au séisme :

$$H = 0.06927 \text{MN} \leq 0.182 \text{MN}$$

Les conditions sont vérifiées

X. 1.3.4 CONDITION DE SOULEVEMENT

$$\alpha_T \leq \frac{3 \times t \times t \times \sigma_{\min}}{\beta \times a \times a \times G}$$

$$\alpha_T = \theta_g + \theta_p = -0.00753 \text{rad}$$

$$\frac{3 \times t \times t \times \sigma_{\min}}{\beta \times a \times a \times G} = \frac{3 \times 0.01 \times 0.01 \times 5.86}{8.75 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.9} = 1.8 \times 10^{-3}$$

$$-0.00753 \leq 1.8 \times 10^{-3}$$

Les conditions sont vérifiées

X.1.4 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$-t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ ou } \sigma_e = 235 \text{Kg/mm}^2 \text{ (SETRA Bulletin technique).}$$

$$-t_s = 2 \text{mm}$$

$$t_s > \frac{0.35}{8.75} \times \frac{13.14}{2.35} = 2.2 \text{mm}$$

donc on va prendre $t_s = 3 \text{mm}$

La hauteur totale de l'appareil est

$$H_{total} = 4 \times t + 5 \times t_s + 2 \times e = 4 \times 10 + 5 \times 3 + 2 \times 2.5 = 60 \text{ mm}$$

les caractéristiques de Notre appareil d'appui sont :

$$350 \times 350 \times [4 \times (10 + 3) + 2 \times 2.5]$$

Nous avons:

- 4 feuillets d'élastomères d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- 2 enrobage extérieur de 2.5mm
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

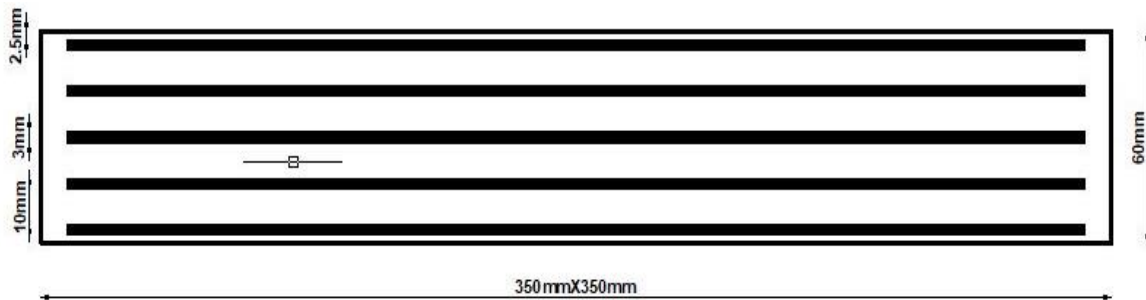


FIGURE X.2. Notre appareil d'appui en élastomère fretté

X.2 LES DES D'APPUI

X.2.1 DIMENSIONS DU DÉ D'APPUIS

$$H_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)}$$

$$H_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times 350 \times 350}{2 \times (350 + 350)} = 175 \text{ mm}$$

On va prendre $H_{d\acute{e}} = 20 \text{ cm}$

$a_1 = 550 \text{ mm}$ et $b_1 = 550 \text{ mm}$

X.2.2 FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI

X.2.2.1 ARMATURE DE CHAINAGE

Ces armatures sont disposées en une seule nappe, la section calculée doit reprendre un effort :

$$N = 0.25 N_{max} = 0.25 \times 1.61 = 0.4025 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{N}{\sigma_s} \text{ : la section de ferrailage}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$\text{donc } A_c = \frac{0.4025}{434.78} = 9.25 \text{ cm}^2$$

on va prendre $6HA14 + HA12 = 10.37 \text{ cm}^2$

X.2.2.2 ARMATURE DE PROFENDEUR

Son role est pour limiter la propagation d'éventuelles fissures

$$N=0.125N_{max}=0.125 \times 1.61=0.2MN$$

$$A_p = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{0.2}{434.78} = 4.62cm^2$$

Donc on va prendre 6HA10 =4.71cm²

X.2.2.3 ARMATURE DE DIFFUSION

a) Ferrailage de frette supérieur :

La section calculée doit reprendre un effort de :

$$N=0.04N_{max}=0.04 \times 1.61=0.064MN$$

$$A_{Dsup} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{0.064}{434.78} =1.48cm^2$$

On prend 3 HA8 pour ADsup = 1.51 cm²

b) Ferrailage de frette inferieure :

$$\frac{h}{3} \leq z \leq h \text{ tel que}$$

Z : profondeur des armatures

$$N=0.1N_{max}=0.1 \times 1.61=0.161MN$$

$$A_{Dinf} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{0.161}{434.78} =3.7cm^2$$

On va prendre 5HA10 =3.92 cm²

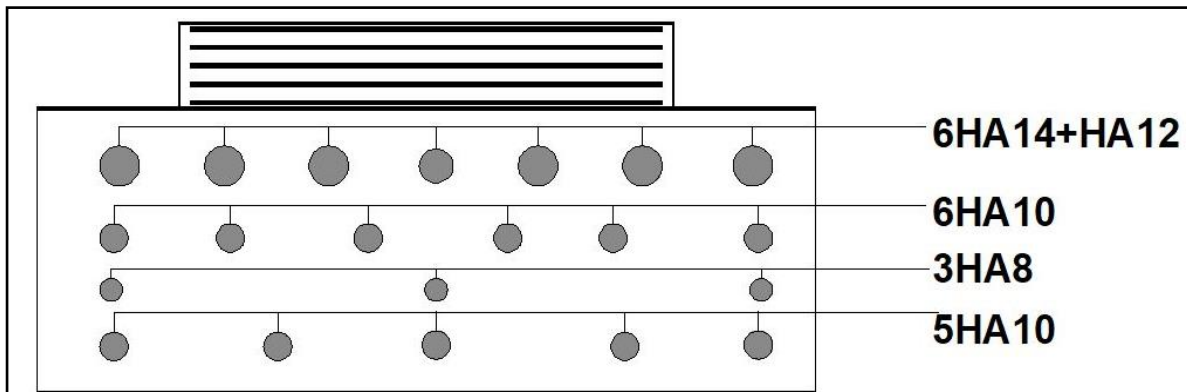


FIGURE X.3 ferrailage de dé d'appui

X.3 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois), des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

X.3.1 CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

- ❖ Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température) doit être inférieur à W.
- ❖ Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à 1,3W.
- ❖ Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être inférieur à 1,3W.

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

X.3.2 DEPLACEMENT DU AUX VARIATION LINEAIRES

dans le chapitre des déformations, ou on a trouvé que :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3}(-8.24 \times 10^{-3} + 3.9 \times 10^{-4} + 6.82 \times 10^{-3}) + 0.0068 = 6.12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

X.3.3 DEPLACEMENT DU AUX FREINAGE

$$\Delta_{hf} = \frac{T \times H_f}{G \times a \times b}$$

G : Module d'élasticité transversale, G = 1.6 Mpa Pour des variations instantanées

$$H_f = 0.0257 \text{ MN}$$

$$\Delta_{hf} = \frac{0.045 \times 0.0257}{1.6 \times 0.35 \times 0.35} = 5.9 \text{ mm}$$

X.3.4 DEPLACEMENT DU AUX SIESME

$$\Delta_{hs} = \frac{T \times H_s}{G \times a \times b} = \frac{0.045 \times 0.069}{1.6 \times 0.35 \times 0.35} = 15.8 \text{ mm}$$

X.3.5 COMBINAISON DE CALCUL

$$\Delta = \Delta_{max} + \Delta_{HF} = 6.12 + 5.9 = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta = \Delta_{max} + \Delta_{Hs} = 6.12 + 15.8 = 2.22 \text{ cm}$$

CHAPITRE

XI : ETUDE DYNAMIQUE

XI.1 INTRODUCTION

Le pont vibrera sous l'action d'un séisme. Cette vibration peut être verticale ou horizontale, selon la direction d'excitation. Le but des calculs sismiques est de déterminer la réponse de la structure aux mouvements de la terre exerçant une pression sur sa fondation. Ce type de calcul appartient au domaine de la dynamique des structures, et le résultat s'avère subtil du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

XI.2 ANALYSES SISMIQUES DU PONT

XI.2.1 METHODES DE CALCUL

Il existe de nombreuses méthodes pour l'analyse sismique des ponts, qui varient en fonction de la zone sismique, de la géométrie et de la taille du pont. Parmi les méthodes mentionnées dans le guide de l'RPOA, nous avons trouvé les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- La méthode multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non-linéaire.

XI.2.2 VERIFICATION DES CRITERES DE LA METHODE MONOMODALE SPECTRALE

➤ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre), autrement dit, la masse des piles M_{pile} doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : $M_{Tablier}$.

G : Le poids propre du tablier.

$$M_{pile} \leq 0.43M_{tablier}$$

Tableau XI.1 Masse des piles

Pile	H _{moy} (m)	D(m)	S(m ²)	N fût	Masse(KN)	Masse chevetre(KN)
P1	5,45	1,5	1,77	3	721,95	1270,75
P2	4,59	1,5	1,77	3	608,03	1270,75
P3	9,4	1,5	1,77	3	1245,21	1270,75
P4	9	1,5	1,77	3	1192,22	1270,75
P5	7,74	1,5	1,77	3	1025,31	1270,75
P6	5,6	1,5	1,77	3	741,83	1270,75
Total					13159,04	

- $M_{Tablier} = 9732.42 \times 7 = 68127 \text{ KN}$
- $M_{pile} = M_{fut} + M_{chevetre} = 13159.04 \text{ KN}$

$$M_{pile} \leq 0.43M_{tablier} \rightarrow 13159.04 \leq 29294.61 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

- Dans notre ouvrage on a un angle de biais égal à 87 grades donc **la condition est vérifiée.**

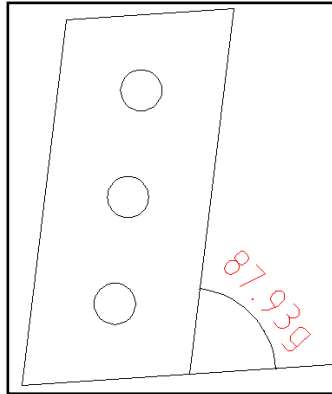


Figure XI.1 – Angle de biais

- **Les raideurs des appareils d'appuis**

$$k_{A-App} = G \times n \times \frac{a \times b}{T}$$

n : Le nombre d'appareils d'appuis par pile.

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0,9$ MPa en cas statique, et $1,2$ MPa en cas dynamique.

- **Les raideurs des fûts :**

$$k_{fûts} = n \frac{3EI}{h^3}$$

E : module d'élasticité instantané du béton $E=33000$ MPa

I : moment d'inertie en plan du fût.

h : hauteur de fût.

n : nombre de fût.

• **Les raideurs des appuis :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{\text{Appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{Pille}}} + \frac{1}{K_{\text{A - APP}}}}$$

Tableau XI.2-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Longitudinal (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	22,86	INF	22,86
P1	5,45	45,73	455,70	41,56
P2	4,59	45,73	762,83	43,15
P3	9,4	45,73	88,81	30,19
P4	9	45,73	101,19	31,50
P5	7,74	45,73	159,09	35,52
P6	5,6	45,73	420,05	41,24
			Σ	268,89

Tableau XI.3-Raideurs dynamiques transversales des appuis

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Transversale (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	22,86	INF	22,86
P1	5,45	45,73	32477,76	45,7
P2	4,59	45,73	54367,27	45,7
P3	9,4	45,73	6329,83	45,4
P4	9	45,73	7211,87	45,4
P5	7,74	45,73	11338,42	45,5
P6	5,6	45,73	29937,22	45,7
			Σ	319.16

Tableau XI.4-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis dans le cas biais

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Longitudinal (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	22,86	INF	44,6
P1	5,45	45,73	855,15	45,1
P2	4,59	45,73	1431,51	40,6
P3	9,4	45,73	166,66	41,2
P4	9	45,73	189,89	42,7
P5	7,74	45,73	298,54	44,6
P6	5,6	45,73	788,26	44,6
			Σ	289,04

Tableau XI.5-Raideurs dynamiques transversales des appuis en cas de biais

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Transversale (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	22,86	INF	45,7
P1	5,45	45,73	33146,61	45,7
P2	4,59	45,73	55486,92	45,4
P3	9,4	45,73	6460,18	45,4
P4	9	45,73	7360,39	45,5
P5	7,74	45,73	11571,93	45,7
P6	5,6	45,73	30553,75	45,7
			Σ	319.11

La comparaison

Tableau XI.6-Différence des raideurs transversales et longitudinales

KLONGITUDINALE	Sans biais	K ₁ =268,89	K ₁ -K ₂ <10%
	Avec biais	K ₂ =289,04	
KTRANSVERSALE	Sans biais	K ₁ =319.16	K ₁ -K ₂ <10%
	Avec biais	K ₂ =319.11	

Condition de différence des raideurs **vérifiée**.

➤ **Courbure du pont :**

Il s'agit d'un pont qui appartient à un grand rayon (R=1800m) ➔ **condition est vérifiée.**

- **La symétrie transversale** : du fait que notre ouvrage est symétrique donc cette condition est vérifiée.

Donc on utilisera la méthode monomodale.

XI.2.3 DONNEES DU PROJET

- Les convois militaires et exceptionnels sont autorisés pour la circulation sur notre pont, alors il est parmi les ponts stratégiques (**Groupe 1**).
 - D’après les données sismiques, Notre pont est situé en zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
 - Pour notre cas le coefficient d’accélération de zone est de : **A=0.25**
 - Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc : **Amortissement : $\xi = 5\%$** .
 - Le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).
- On résume ces données dans le tableau suivant :

Tableau XI-10 Récapitulatif des données du projet

Groupe d’usage	Zone sismique	Coefficient d’accélération	Amortissement	Catégorie du site
1	IIa	0.25	5%	S2

XI.2.4 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

XI.2.4.1 EVALUATION DE L’EFFORT SISMIQUE RPOA-2008

Habituellement, l'analyse du pont se fait par la méthode du spectre monomodale (mode fondamental) ou la méthode du spectre de réponse. La méthode du spectre monomodale convient aux ponts qui répondent en même temps aux normes suivantes :

XI.2.4.1.1 EVALUATION DE L’EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente **F** donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : Est la masse effective totale de la structure : **M_T =68127 KN=6812.7 t**.

S_a(T) : Est l’accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_a(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie de site. L'activité sismique de notre site structurel est classée S2 selon le R.P.O.A :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1.$$

g : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²**.

ξ : Taux d'amortissement 5 %.

η : Facteur de correction de l'amortissement : **$\eta=1$** .

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site.

S : Coefficient du site.

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$.

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique (**IIa**) et de l'importance du pont (**Groupe de pont 1**) $\rightarrow A = 0,25$.

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{6812,7}{268,89 \times 1000}} = 1,00s$$

$$T_2 < T < 3,00s \rightarrow S_a(T ; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) = \mathbf{2.7 m/s^2}$$

$$F_L = M_T \times S_a (T) \rightarrow F_L = 2.7 \times 6812,7 \rightarrow \mathbf{F_L = 18376.81 KN.}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) selon leurs raideurs tel que :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F$$

Le déplacement des piles sera le même déplacement du tablier tel que :

$$d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau XI.10-Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C1/C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F_L (KN)	1562,8	2840,5	2948,7	2063,2	2152,6	2427,7	2818,6
d_L (m)	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068

XI.2.4.1.2 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques spécifiques du pont, deux méthodes de modèles différentes peuvent être utilisées pour appliquer la méthode monomodale, à savoir :

- ✓ Le modèle à tablier rigide.
- ✓ Le modèle à tablier flexible.

$$L/B = 280/11,5 = 24,34 \geq 5 \rightarrow \text{Le modèle à tablier flexible est applicable.}$$

$$F_T = M_T \times S_a(T)$$

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{6812.7}{319.16 \times 1000}} = 0.915$$

$$(T1, T2) = f(S2) \rightarrow (T1, T2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1.$$

$$T_2 < T < 3,00s \rightarrow S_a(T ; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) = 2.93 \text{ m/s}^2$$

$$F_T = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_T = 2.93 \times 6812.7 \rightarrow F_L = 19961.21 \text{ KN.}$$

La répartition des forces sur chaque appui (i) sera réparti comme suit :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F$$

La répartition des forces sur chaque appui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau XI.11-Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui

Appui	C1/C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F _T (KN)	1434,42	2864,81	2866,43	2848,27	2850,77	2857,32	2864,47

XI.2.4.1.3 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE VERTICAL

Pour les zones de fortes sismicité (zone **IIb** et **III**), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

Notre ouvrage se situe dans la zone **IIa** donc on néglige la composante verticale.

XI.2.4.2 COMBINAISON D' ACTIONS A L'ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA)

Selon R.P.O.A, une combinaison de forces sismiques orthogonales est utilisée pour prendre en compte l'incertitude de la direction du séisme.

Tableau XI.12-Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)
C1/ C2	1562,76	1 434,43	0	1 993,1	1 903,25
P1	2840,46	2 864,82	0	3 699,9	3 716,96
P2	2948,74	2 866,44	0	3 808,7	3 751,06
P3	2063,15	2 848,27	0	2 917,6	3 467,22
P4	2152,64	2 850,77	0	3 007,9	3 496,57
P5	2427,66	2 857,33	0	3 284,9	3 585,62
P6	2818,64	2 864,48	0	3 678,0	3 710,07

On a obtenu les résultats du tableau précédent en utilisant les combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

CHAPITRE

XII : ETUDE DE LA PILE

XII.1 INTRODUCTION :

Le choix du type de pile est tributaire du type et mode de construction du tablier, du type et du mode de construction des fondations et de certaines contraintes naturelles. Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

XII.2 PRÉDIMENSIONNEMENT LA PILE :

Elle contient trois éléments : le chevêtre, les fûts et la semelle et chacun de ces éléments a son rôle et le tableau suivant nous donne leurs géométries.

Tableaux XII.1 géométrie des éléments de la pile

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	2,00	6,00	13,20
Chevêtre	1,70	2,60	11,50

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	9,40	3	1,50

XII.2.1 IMPLANTATION DES APPUIS

Les hauteurs sont variables à cause de la concavité du terrain :

TABLEAUX XII.2 implantation des appuis

DESIGNATION	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6
PK	26+966.6	27+7.18	27+47.4730	27+87.8909	27+128.3082	27+168.110
Cote de projet (m)	159.781	158.518	157.256	155.993	154.73	153.488
Cote TN (m)	150.591	150.228	143.990	143.353	143.180	144.07
Cote de la fondation(m)	147.391	157.598	140.65	138.983	140.23	140.63
Hauteur de la pile (m)	9.52	8.37	12.39	13.34	10.51	8.57
Hauteur du fut (m)	5.52	4.37	8.39	9.34	6.51	4.57
Hauteur d'ancrage de la semelle (m)	3.2	2.63	3.34	4.37	3.55	3.44

Pour suivre notre calcul on va choisir les dimensions de la pile la plus haute

Cette pile est la pile 4 qui est caractérisé par les dimensions suivantes :

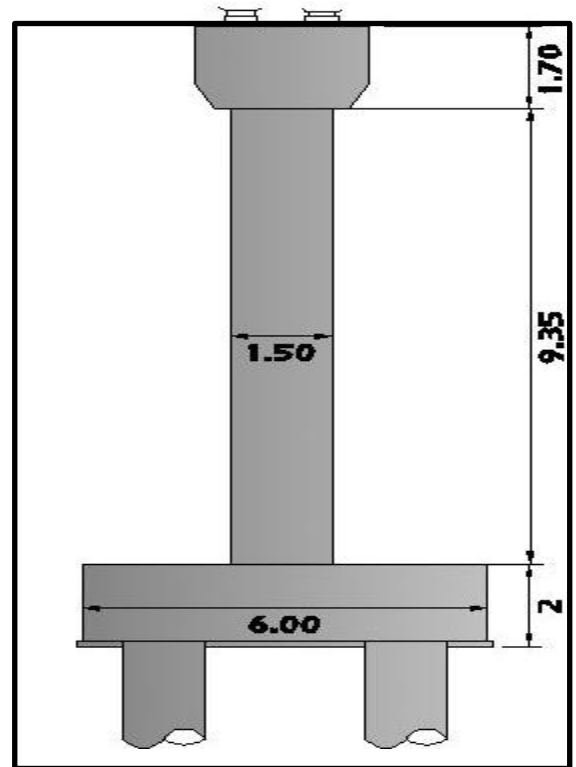
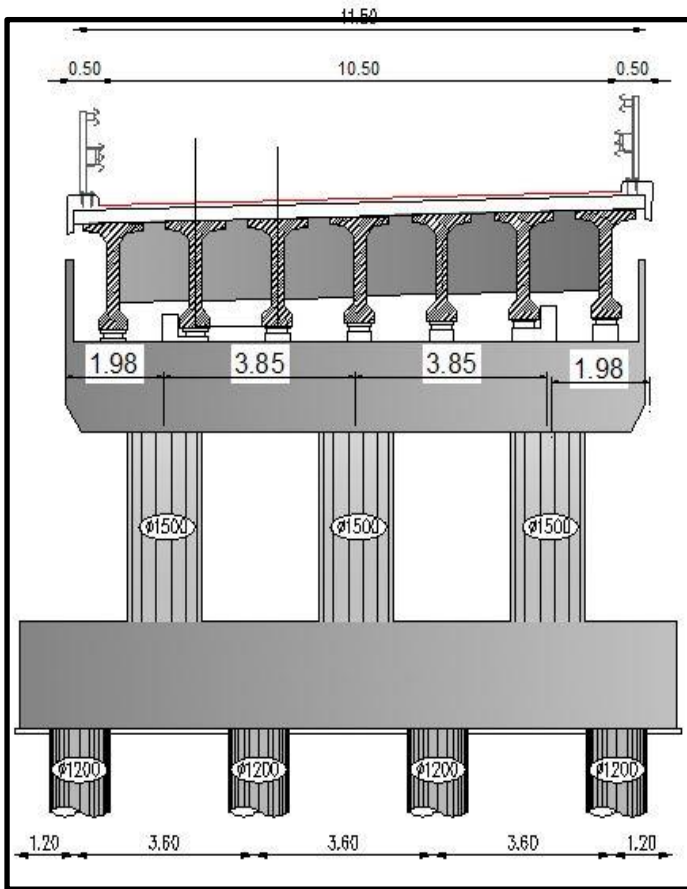


FIGURE XII.2 Vue de face de la pile
4

FIGURE XII.1 : Coupe transversale de la pile 4

XII.3 EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE

XII.3.1 EVALUATION DES CHARGES VERTICALES

TABLEAU XII.3 : Récapitulatif des charges verticales sur pile

Désignation	Charges/Surcharges (KN/m ²)	Réaction (KN)
Poids propre	240.42	9690,83
chevêtre	110	1270.75
A(l)	6.21	2609,48
Bc	1710	1608,89
Mc120	18.03	1136,43
D240	12.903	2147,69

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLEAU XII.4 : Réactions à ELU et à ELS

ELS(KN)		ELU	
G	16167,42	1.35G	21826,01
G+1.2A1	19298,79	1.35G+1.6A1	26001,18
G+1.2Bc	18098,08	1.35G+1.6Bc	24400,24
G+Mc120	17303,85	1.35G+1.35Mc120	24725,40
G+D240	18315,11	1.35G+1.35D240	21826,01

Les réactions les plus défavorables sont :

ELS : G+1.2AL=19298,79KN

ELU : 1.35G+1.6AL=26001,18KN

XII.3.2 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES

Les charges horizontales sont :

Tableau XII.5 : les efforts horizontaux

Freinage Bc	360 KN
Freinage A(L)	163.45KN
Effort dû au séisme	969.8KN
Effort dû au vent	13.02KN

XII.4 STABILITE VIS-A-VIS LE GLISSEMENT

XII.4.1 CONDITION NORMAL

la condition qui on va vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq \text{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

Avec :

φ : angle de frottement =30°

H : : Efforts horizontaux des systèmes Bc et A1

H=523.45KN

V : La réaction la plus défavorable a ELU.

$$\frac{H}{V} \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)=0.36$$

$$0.02 \leq 0.36$$

La condition est vérifiée

XII.4.2 CONDITION SISMIQUE

la condition qui on va vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq 0.4$$

Avec : H : effort horizontale de séisme=2413.54KN

V : poids du tablier + la pile=14978.58KN

$$\frac{2848.27}{14978.58} \leq 0.4$$

$$0.19 \leq 0.4$$

La condition est vérifiée

XII.4.3 CONDITION DU VENTS

la condition qui on va vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

Avec :

φ : angle de frottement =30°

H : effort du vents =182.28 KN

$$\frac{H}{V} \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

$$\frac{182.28}{26001} \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

$$0.007 \leq 0.36$$

La condition est vérifiée

XII.5 FERRAILLAGE DE LA PILE

XII.5.1 FERRAILLAGE DU CHEVETRE

On va faire l'étude de chevêtre dans deux étapes, Une étude de la flexion et une étude de la torsion. Notre chevêtre est appuyé sur trois fûts, il est présenté par

FIGURE XII.3 : Schéma statique du chevêtre



XII.5.1.1 EVALUATION DES EFFORTS

$$G_{A(L)} = \frac{2609.48}{11.5} = 226.9 \text{KN}$$

$$G_{\text{tablier}} = \frac{9690.83}{11.5} = 842.68 \text{KN}$$

Les combinaisons sont :

ELU	ELS
1.35G+1.6A1	G+1.2A1
1.35G+1.6Bc	G+1.2Bc
1.35G+1.35Mc120	G+Mc120
1.35G+1.35D240	G+D240

XII. 5.1.2 CALCUL DE SOLLICITATION

Modélisation

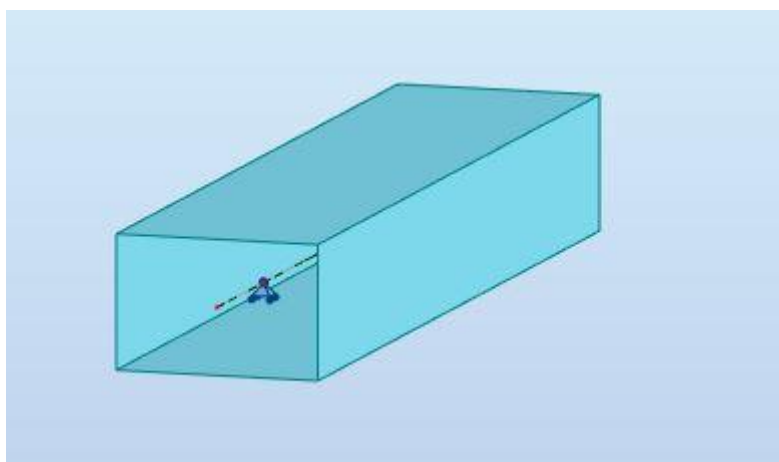


FIGURE XII.4 : model du chevêtre

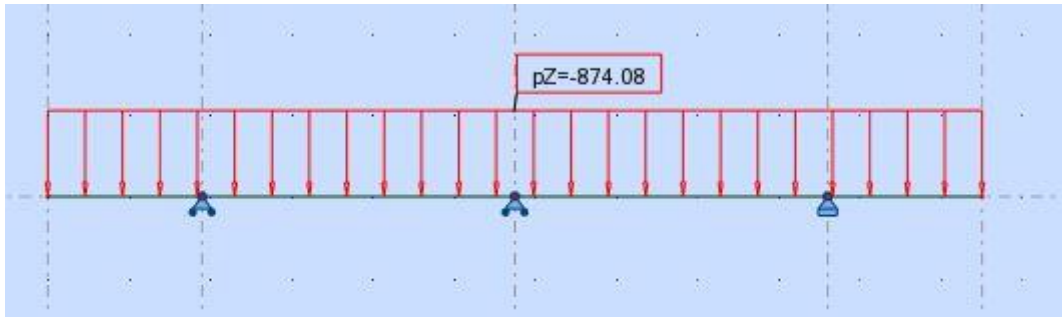


FIGURE XII.5 : charge du tablier sur le chevêtre

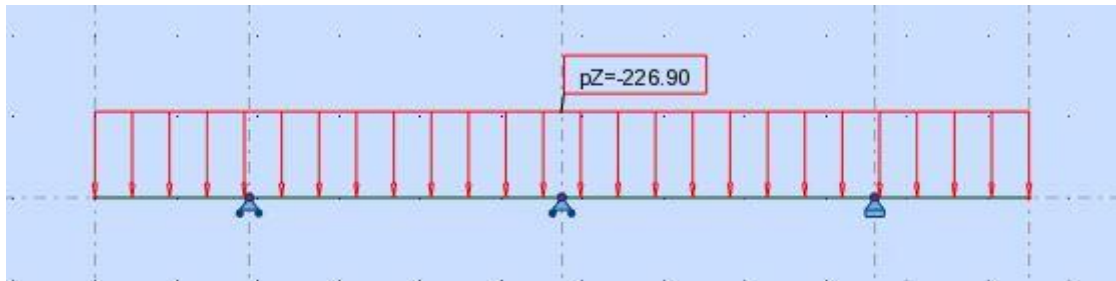


FIGURE XII.6 : charge A(L) sur le chevêtre

Les moments fléchissant sous combinaison maximale :

A le ELU sous combinaison $1.35G+1.6A(L)$

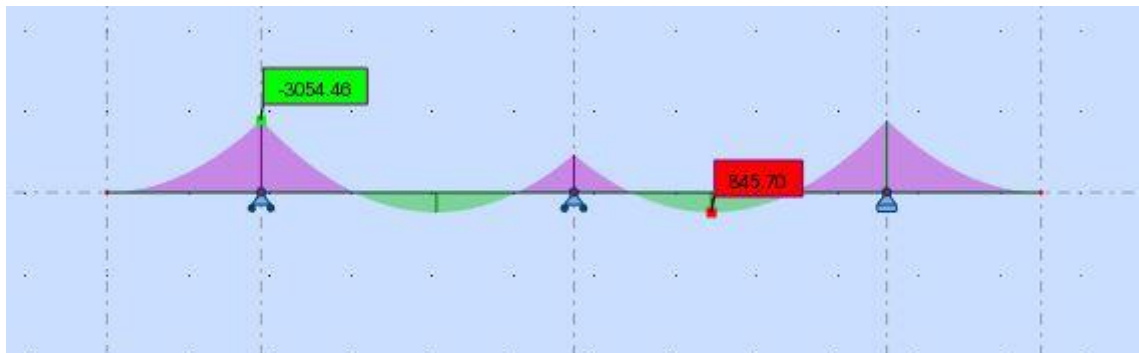


FIGURE XII.7 : moment max du chevêtre a l'ELU

A l'ELS sous combinaison G+1.2A(L)

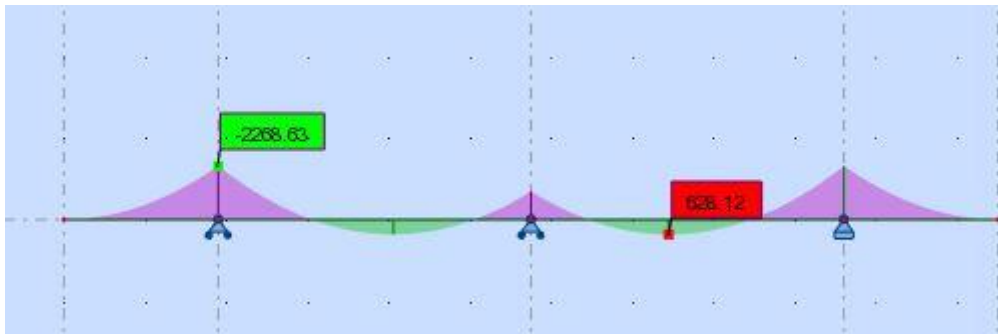


FIGURE XII.8 : moment max du chevêtre a l'ELS

Les efforts tranchants sous combinaison maximale :

A le ELU sous combinaison 1.35G+1.6A(L)

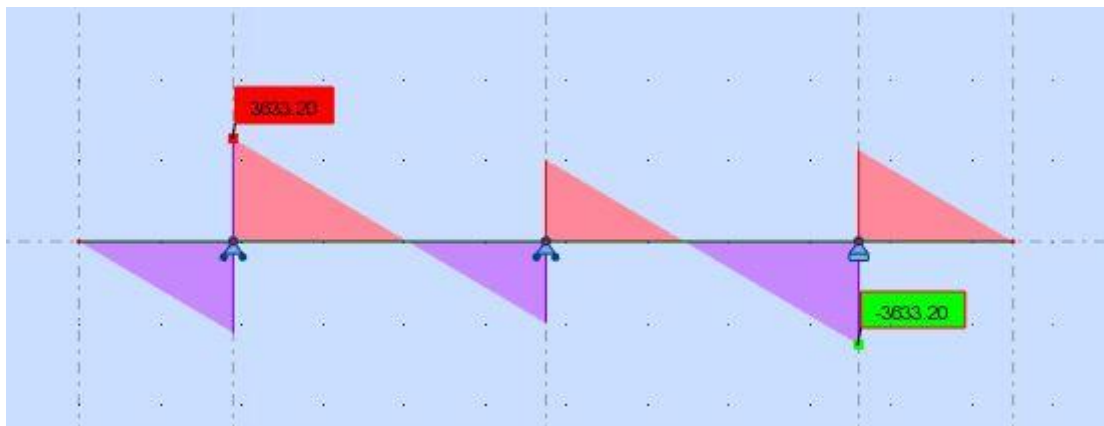


FIGURE XII.9 : efforts tranchants max du chevêtre à l'ELU

A l'ELS sous combinaison G+1.2A(L)

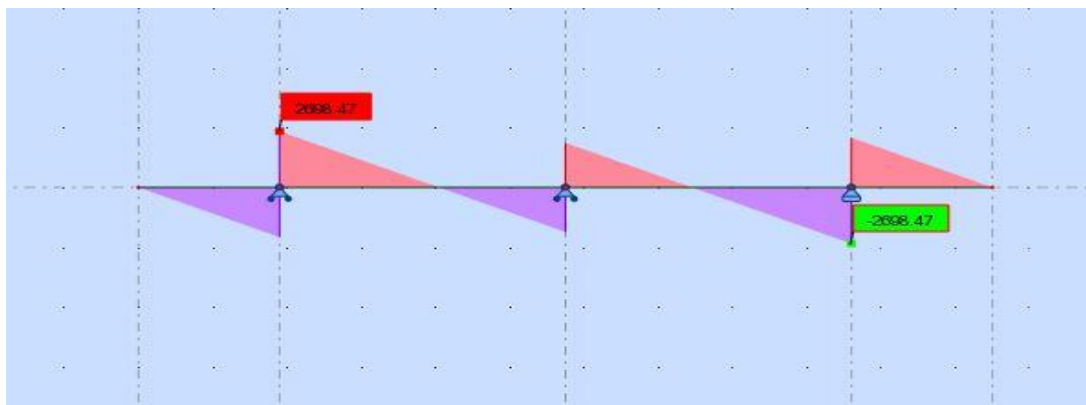


FIGURE XII.10 : efforts tranchants max du chevêtre a l'ELS

Les résultats sont dans le tableau suivant :

TABLEAU XII.6 : les valeurs des sollicitations

moment max	ELU		ELS	
	Fibre tendu	Fibre comprimé	Fibre tendu	Fibre comprimé
	845.70	3054.46	628.12	2268.63
efforts tranchants max	3633.2		2698.47	

On va faire le ferrailage a l'ELS La fissuration est préjudiciable

XII. 5.1.3 ARMATURES LONGITUDINALE :

la surface de calcul est la surface de la chevêtre h=1.7m B=2.6m

premièrement on va calculer les armatures inferieures

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$, $n=1.6$, $c= 5 \text{ cm}$

$d=h-c = 1.65\text{m}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [2.3 f_e , \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}})]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = (333.33; 207.31) = 207.31 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{MPa}$$

avec $M_{els} = 0.628 \text{ MN.m}$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = 0.89 \text{m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.353 \text{m}$$

$$M_1 = 0.5 \times B \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 0.5 \times 2.6 \times 0.89 \times 16.2 \times 1.353 = 25.35 \text{ MN.m}$$

Donc $M_1 \geq M_{els}$

Section sans armatures comprimé (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{els}}{z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{els}}{z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.628}{1.353 \times 207.31} = 22.38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{Bd} \geq 0.23 \times \frac{ftj}{fe}$$

$$A_s \geq B \times d \times 0.23 \times \frac{ftj}{fe} = 2.6 \times 1.65 \times 0.23 \times \frac{2.22}{500} = 43.8$$

On va prendre 14HA20 (43.98cm²) avec un espacement de 17cm

Vérification de contrainte à ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times y$$

avec

$$\frac{by^2}{2} + n A'_s (y-d') - n A_s (d-y) = 0$$

$A'_s = 0$ Section sans armatures comprimé (SSAC)

$$\frac{260y^2}{2} - 15 \times 43.98 (1.65 - y) = 0$$

$$130y^2 + 747.66y - 123363.9$$

$$\sqrt{\Delta} = 8044.14$$

$$y = 28.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} - n \times A_s \times (d-y) = \frac{2.6 \times 0.28^3}{3} - 15 \times 43.98 \times (1.65 - 0.28) = 0.088 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.628 \times 0.28}{0.088} = 2 \text{ MPA}$$

$$\text{donc } \overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$$

la condition est vérifiée

condition 2

$$\overline{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{els} (d-y)}{I} = 146.65 \text{ MPA} \leq 207.31 \text{ MPA}$$

la condition est vérifiée

pour les armatures sur l'appui on va calculer par la même méthode

avec $M_{els} = 2.26 \text{ MN.m}$

$$X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = 0.89\text{m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.353\text{m}$$

$$M_1 = 0.5 \times B \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 0.5 \times 2.6 \times 0.89 \times 16.2 \times 1.353 = 25.35\text{MN.m}$$

Donc $M_1 \geq M_{els}$

Section sans armatures comprimé (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{els}}{z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{els}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.26}{1.353 \times 207.31} = 80.57\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{Bd} \geq 0.23 \times \frac{ftj}{fe}$$

$$A_s \geq B \times d \times 0.23 \times \frac{ftj}{fe} = 2.6 \times 1.65 \times 0.23 \times \frac{2.22}{500} = 43.8$$

On va prendre 14HA32 (112.59cm²) avec un espacement de 15cm

XII. 5.1.4 ARMATURES TRANSVERSAL

on doit vérifier la condition de la contrainte tangentielle τ_u :

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : effort tranchant a ELU = 3.63MN

$$\tau_u = \frac{3.63}{2.6 \times 1.65} = 0.84\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{fc28}{\gamma b}, 4\text{MPa}\right) = 2.7\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

la condition est vérifiée

Espacement :

Les armatures droites sont suffisantes (d'après SETRA) donc on va disposer les cadre a un espacement de 15cm

Section d'armatures :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \gamma_s b$$

Avec $B=2.6\text{m}$ $\gamma_s = 1.15$ $S_t=15\text{cm}$

α : angle d'inclinaison de cadre ($\alpha = 90^\circ$).

$K = 1$ (il n'Ya pas prise de bétonnage).

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \gamma_s b S_t$$

$$A_t \geq \frac{(0.84 - 0.3 \times 2.22)}{0.9 \times 500} 1.15 \times 2.6 \times 0.15 = 1.73\text{cm}$$

La section minimale

$$A_{\min} \geq \frac{0.4}{f_e} \times b \times S_t$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.4}{500} \times 2.6 \times 0.15 = 3.12\text{cm}^2$$

On va prendre 3.12cm^2 $4\text{HA}10=3.14$

Donc il suffit deux cadre de HA10

XII. 5.1.5 FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION

Déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur l_t est limité par

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } l_c \leq \theta + hc \\ l_t = \theta + hc & \text{si } l_c \geq \theta + hc \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } 2.6 \leq 3.2 \\ l_t = \theta + hc & \text{si } 2.6 \geq 3.2 \end{cases}$$

Donc

$$l_t = 2.6\text{m}$$

XII. 5.1.6 MOMENT DE TORSION

Phase de construction :

$$C = P_g \times e$$

Avec :

P_g :reaction de tablier

e : bras de levier de torsion=0.6

$$P_g = \frac{P_{poutre} \times n_{poutre}}{2 \times L_{tablier}} = \frac{849.09 \times 7}{2 \times 11.5} = 258.41 \text{ KN/ml}$$

$$C = 258.41 \times 0.6 = 155.05 \text{ KN.m/ml}$$

Phase de service :

$$C = \text{Sur}_{A(L)} \times e$$

$$\text{Sur}_{A(L)} = \frac{2609.03}{11.5} = 226.87 \text{ KN/ml}$$

$$C = 226.87 \times 0.6 = 136.12 \text{ KN.m/ml}$$

Donc le moment max est 155.05KN.m/ml

$$A_{ELU} = 155.05 \times 1.35 = 209.31 \text{ KN.m/ml}$$

XII. 5.1.7 Contrainte tangentielle :

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente.

Ω : l'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

$$b_n = \frac{h_c}{6} = \frac{1.7}{6} = 0.283 \text{ m}$$

$$\Omega = (l_c - \frac{h_c}{6}) \times (h_c - \frac{h_c}{6}) = (2.6 - \frac{1.7}{6}) \times (1.7 - \frac{1.7}{6}) = 3.28 \text{ m}^2$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{C}{2\Omega b_n} = \frac{209.31}{2 \times 3.28 \times 0.283} = 0.117 \text{ MPA}$$

XII. 5.1.8 ARMATURES LONGITUDINAL

$$A \geq \frac{C \times U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$U : \text{périmètre du contour } (U = 2 \times (2.6 - 0.283) + 2 \times (1.7 - 0.283)) = 8.03 \text{ m}$$

Alors :

$$A \geq \frac{209.31 \times 8.03}{2 \times 3.28 \times 434.7} = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

XII. 5.1.9 ARMATURES TRANSVERSALES

$$A \geq \frac{C \times S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

S_t : espacement des cadres

$$A \geq \frac{0.209 \times 0.15}{2 \times 3.28 \times \frac{500}{1.15}} = 0.109 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section}_{\text{total}} = \text{section}_{\text{torsion}} + \text{section}_{\text{flexion}} = 0.109 + 3.12 = 3.23$$

$$\text{Donc } 2\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.83 \text{ cm}^2$$

1 cadre HA10 + 1 cadre HA12

Répartition des armatures transversales :

On peut définir l'espacement des armature transversale par la méthode de Caquot Les espacements augmentent progressivement en suivant la suite 7- 8-9-10-11-13-16-20-25- 35 40 cm

$$\text{Tel que le } 1^{\text{ere}} \text{ espacement} = \frac{S_t}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{2} = 5.75 \text{ on prend } 6$$

la répartition sera

$$7 + 7 \times 16 + 20 \times 22 \text{ (} S_{\text{max}} = 20 \text{ cm d'après SETRA PP73)}$$

Justification du béton :

$$\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{\text{adm}}^2$$

$$0.117^2 + 0.84^2 = 0.71 < 7.3 \text{ MPA}$$

la condition est vérifiée

XII.5.2 FERRAILLAGE DES FUTS

XII.5.2.1 VERIFICATION DE FLAMBEMENT DU FUT :

On va considérer le fut comme encastré libre car que le tablier n'est pas encastré au chevêtre.

$$L_c = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 9.4 = 6.58 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \text{ avec } i = \frac{D}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{6.58}{0.375} = 17.54$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \min \left(\frac{50}{D}; 100 \right) \right.$$

$$\left. e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.27}{1.21} = 1.87 \right.$$

$$\bar{\lambda} = 83.52$$

$$\lambda = 17.54 < \bar{\lambda} = 83.52$$

la condition est vérifiée

XII. 5.2.2 EVALUATION DES EFFORTS

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau XII.7 : les efforts dans un seul fut

Désignation	Effort verticale(KN)	Effort horizontale(KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
Poids propre du tablier	3230.27	/	/	/
Poids propre du chevêtre	423.58	/	/	/
Poids propre du fut	415.38	/	/	/
Charge A1	869.8	34.54	11.1	383.46
Charge Bc	536.29	60	11.1	666
Hf+r	/	61.31	11.1	680.54
HT°	/	37.28	11.1	428.75

Tableau XII.8 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut

Effort	N(KN)	M _L (KN)	M _T (KN)
E1	508.23	1407.12	6512.97
E2	1694.11	4690.4	1953.88

Les combinaisons sont :

ELU	ELS	ELA
1.35G+1.6A1	G+1.2A1	G+E
1.35G+1.6Bc	G+1.2Bc	

Tableau XII.9 : Sollicitations sous la combinaison max

combinaisons	sollicitation	
	N	M
1.35G+1.6A1	6885.06	2263.8
G+1.2A1	5112,9306	1649.86
G+E	4069.23	6512.92

XII. 5.2.3 CALCUL DU FERRAILLAGE :

XII. 5.2.3.1 ARMATURES LONGITUDINALE :

D'après le robot expert et avec

$$M=6512.92 \text{ et } N=4069.23$$

On a calculé le ferrailage

$$A_s=168.3\text{cm}^2$$

Donc on va prendre 35HA25=171.81 avec un espacement de 15 cm

XII. 5.2.3.2 ARMATURES TRANSVERSALES :

On prend comme armatures transversales des cerces de HA16 avec un espacement de $St=10$ cm dans les zones critiques (zone de recouvrement) et $St=15$ cm dans la zone courante.

XII. 5.3 LES FONDATION

XII. 5.3.1 DIMENSION DE LA SEMELLE

Les dimensions de la semelle sont :

Epaisseur : ($e=2$ m)

Largueur : ($l=6$ m)

Longueur : ($L=13.2$ m)

XII.5.3.2 EVALUATION DES EFFORTS :

Tableau XII.10 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3960,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	1245,84	/	0,00	6,70	0,00	/
Chevetre	1270,75	/	0,00	12,25	0,00	/
G Tablier	9690,83	/	0,00	13,10	0,00	/
Hf+r	/	183,93	/	13,10	/	2409,53
HT°	/	115,88	/	13,10	/	1518,01

Somme	16167,42	253,46	/	/	0,00	3320,34
-------	----------	--------	---	---	------	---------

(Al)	2609,48	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1608,89	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1136,43	/	0,00	/	0,00	/
D240	2147,69	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	103,64	/	13,10	/	1357,71
Bc	/	180,00	/	13,10	/	2358,00

Tableau XII.11 : Evaluation des efforts sismique appliqués sur la semelle

charge	Effort normale (KN)	Moment M _L (KNm)	MOMENT M _T (KN.m)
E1	318.58	3246.51	6830.16
E2	1061.95	10821.71	2049.05
Charge sismique inertielle du chevêtre	99.66	1731.8	3048
Charge sismique inertielle des fûts	99.66	831.73	1463.86

XII.5.3.3 COMBINAISON DES EFFORTS

TABLEAU XII.12 : Sollicitations de la semelle sous les combinaisons maximales

combinaison	sollicitation		
	Effort normale (KN)	Moment M_L (KNm)	MOMENT M_T (KN.m)
1.35G+1.6A1	26001.18	6653.65	0
G+1.2A1	19298.79	4949.59	0
G+E1	16486	6566.85	11342.02
G+E2	17229.37	14142.05	6560.91

XII.5.3.4 EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX :

Dans notre semelle on va fixer le nombre des pieux à huit avec quatre pieux dans chaque file.

Donc on a deux files

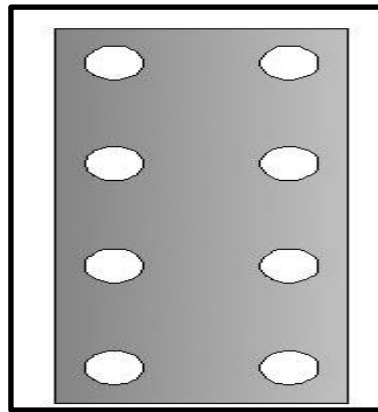


FIGURE XII.10 : Représentation des pieux

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par les formules suivantes :

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{ML \times y}{\sum y^2} - \frac{MT \times x}{\sum x^2}$$

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{ML \times y}{\sum y^2} + \frac{MT \times x}{\sum x^2}$$

Avec

n : nombre de pieux

$x ; y$: Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Combinaison à L'ELS

TABLEAU XII.13 : Réaction max et min à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R ₁	2ème file R ₂
G	16167,42	253,46	3320,34	0,00	3320,34	1790,35	2251,51
G+1.2A1+ST	19298,79	377,83	4949,59	0,00	4949,59	2068,63	2756,07
G+1.2Bc+ST	18098,08	469,46	6149,94	0,00	6149,94	1835,18	2689,34
G+Mc120	17303,85	253,46	3320,34	0,00	3320,34	1932,40	2393,56
G+D240	18315,11	253,46	3320,34	0,00	3320,34	2058,81	2519,97

Combinaison à L'ELU

TABLEAU XII.14 : réaction max et min a l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R ₁	2ème file R ₂
1,35G	21826,01	352,60	4619,07	0,00	4619,07	2407,48	3049,02
1.35G+1.6A1+1.6ST	26001,18	518,43	6791,41	0,00	6791,41	2778,52	3721,77
1.35G+1.26B+1.6ST	24400,24	640,60	8391,87	0,00	8391,87	2467,26	3632,80
1.36G+1.35Mc120	24725,40	352,60	4619,07	0,00	4619,07	2769,91	3411,44
1.35G+1.35D240	21826,01	352,60	4619,07	0,00	4619,07	2407,48	3049,02
G+E1	16486		6566.85	11342.02		1132.13	2989.37
G+E2	17229.37		14142.05	6560.91		898.21	3409.12

$R_{\max}=3721.77\text{KN}$ en utilisant le rapport géotechnique on va prendre une longueur de pieux de 12 m

XII.5.3.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique Setra Piles et Palées PP73, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

L : L'entraxe des deux file de pieux (L=3.6 m)

b : diamètre de fut (b=1.5 m)

h : hauteur utile de la semelle (d=2 m)

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.5}{4}} = 1.334$$

$$\alpha = 53.16^\circ$$

$$h = 2 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.425$$

donc les conditions sont vérifier

Armatures transversales inferieures :

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

TABLEAU XII.15 : Valeurs de σ_s pour les déférentes combinaisons

γ_s	ELS	1.15	$\sigma_s=333.33$ MPA
	ELU	1.5	$\sigma_s=434.78$ MPA
	ELA	1	$\sigma_s=500$ MPA

TABLEAU XII.16 : Calcul la section d'armatures

combinaison	N	σ_s (MPA)	A(cm ²)
ELS	2756,07	333.33	62.01
ELU	3721,77	434.78	64.17
ELA	3409.12	500	51
A_{MAX}			64.17

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 3,20\text{m}$

Donc $A = 20.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend 7 HA20 (21.99cm^2) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures longitudinales inférieures :

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures.

$$A_{\text{Linf}} \geq \frac{A_{\text{tsup}}}{2} = 11\text{cm}^2$$

On prend 7 HA16 (14.07cm^2) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales supérieures :

$$A_{\text{Tsup}} \geq \frac{A_{\text{tsup}}}{3} = 7.33\text{cm}^2$$

On prend 7 HA12 (7.92cm^2) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures longitudinales supérieures

$$A_{\text{Lsup}} \geq \frac{A_{\text{tsup}}}{4} = 5.5\text{cm}^2$$

On prend 7 HA12 (7.92cm^2) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures latérales :

$$A_{\text{Lateral}} \geq \frac{A_{\text{tsup}}}{4} = 5.5\text{cm}^2$$

On prend 7 HA12 (7.92cm^2) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

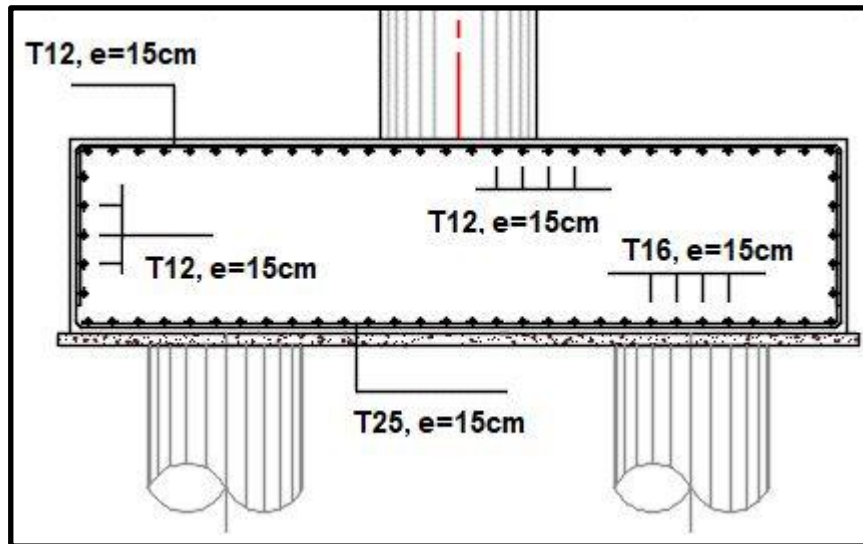


FIGURE XII.11 : ferrailage de la semelle

XII. 5.3.6 ETUDE ET FERRAILAGE DES PIEUX

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u + by = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m

C_u : module de réaction du sol ; C_u = 32.7 Kg/cm³

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \times b}{4EI}}$

coefficient d'amortissement du module de WARNER λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \times b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{32.7 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.101}} = 0.233$$

$$\lambda \times L = 2.795 \text{ m}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

TABLEAU XII.17 : Effort tranchant en tête du pieu

	effort	Effort tranchant \bar{P}
ELS	469.49	58.68
ELU	640.60	80.08
SIESME	2848.27	356.03

Le moment en tête du pieu est calculé par :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\chi_{\theta p}$ et $\chi_{\theta M}$: sont donnés par les abaques de Warner en fonction de $\lambda \times L$

TABLEAU XII.18 : les paramètres de WARNER

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation on trouve :

$$\chi_{\theta p} = 1.2$$

$$\chi_{\theta M} = 1.51$$

Donc :

$$\bar{M}_{ELS} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = 200.2 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{ELU} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = 273.2 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{ELA} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = 1214.72 \text{ KN.m}$$

Ferraillage des pieux :**ARMATURES LONGITUDINALES :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER.

$$N_{\max}=3409.05 \text{ KN} \quad M_{\max}=1214.72 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h'}{d} = \frac{0.07}{1.2} = 0.05$$

Et

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.033$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.11$$

D'après l'abaque de WALTHER (n°156), on tire la valeur du degré mécanique des armatures :

$$\omega = 0.18$$

$$A_s = \frac{\pi R^2 D \beta_w}{f_e} = 109.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.1 A_s = 11.304 \text{ cm}^2$$

On prend 25HA25 ($A_s = 122.72 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$

On prend comme armatures transversales des cerces de HA16 avec un espacement de $St=10 \text{ cm}$ dans les zones critiques $H = 2.4 \text{ m}$ (zone de recouvrement) et des cerces HA16 avec un espacement $St=1.9 \text{ m}$ dans la zone courante (zone intermédiaire)

Plan de ferrailage

:

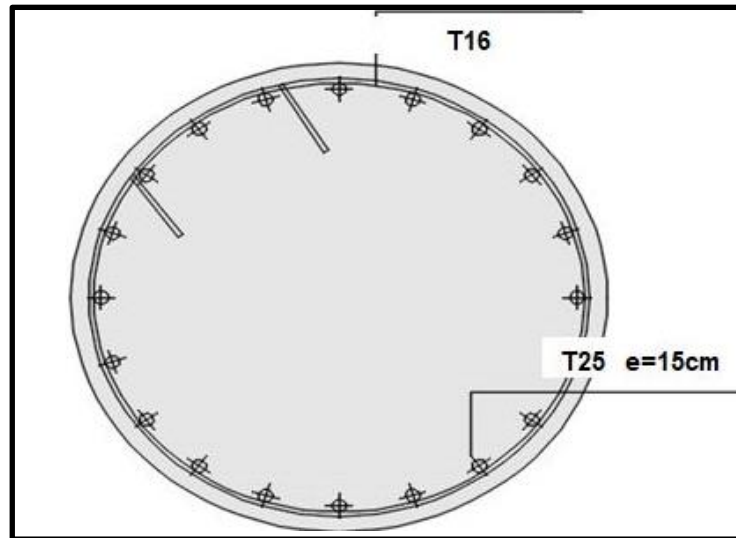


FIGURE XII.12 : ferrailage des pieux (coupe 1)

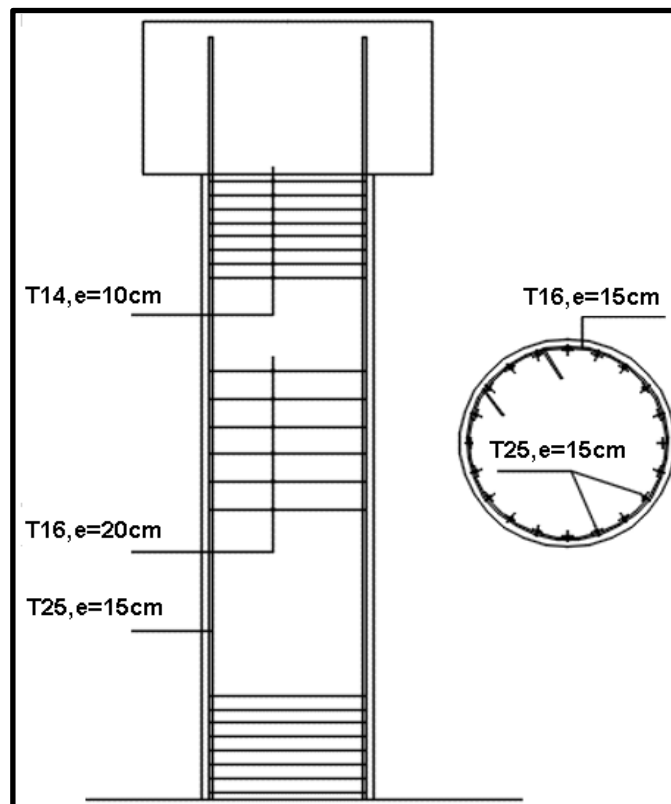


FIGURE XII.13 : ferrailage des pieux (coupe 2)

CHAPITRE

XIII : ETUDE DE LA CULEE

XIII.1 INTRODUCTION

L'étude de la structure de la culée est l'une des étapes fondamentales du projet. Cette recherche est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que pas à pas, ce qui est le résultat d'une synthèse globale :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

XIII.2 CONCEPTION DE LA CULEE

XIII.2.1 LE CHOIX DU TYPE DE LA CULEE

Il existe deux types de culées :

La culée **remblayée** et la culée **enterrée**.

En se basant sur les données géotechniques du site, on a choisi des culées remblayée fondées sur pieux, elles comportent les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux (02) murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

XIII.2.2 IMPLANTATION DES CULEES

On calculera la hauteur des culées en utilisant la formule suivante :

$$H_{\text{Culée}} = \text{cote projet} - \text{cote fondation}$$

Tableau XIII-1 : Implantation des culées

Désignation	Culée 1	Culée 2
Cote projet (m)	160.48	151.68
Cote TN (m)	151.49	144.96
Cote fondation (m)	150.81	143.45
Hauteur de la culée (m)	9.67	8.23

XIII.2.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

On s'intéresse au dimensionnement de la culée (C1) au PK 26+909 vu que c'est la plus grande culée.

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau XIII.2-Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $h_{m\text{gg}} = 2,40 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.35 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = 11.5\text{m}$
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	<ul style="list-style-type: none"> $h_{m\text{f-culée}} = 6,8\text{m}$ $e_{m\text{f}} = 1.45\text{m}$ $l_{m\text{f}} = l_{\text{tablier}} = 11.5\text{m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	<ul style="list-style-type: none"> $e_{m\text{r}}=0.6 \text{ m}$ $h_{m\text{r-culée}} =9,35 \text{ m}$ $l_{m\text{r-culée}} = 9.48 \text{ m}$
Corbeau	L'appui de la dalle de transition	<ul style="list-style-type: none"> $e_{c}=0.4 \text{ m}$ $h_{c}=0.75 \text{ m}$ $l_{c} = 10.30 \text{ m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	<ul style="list-style-type: none"> $l_{d\text{t-}} = 5.5 \text{ m}$ $h_{d\text{t-}} = 10.2 \text{ m}$ $e_{d\text{t-}} = 0.3 \text{ m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge du tablier	<ul style="list-style-type: none"> $e_{s} = 2\text{m}$ $L_{s} = 13,2\text{m}$ $l_{s} = 6\text{m}$

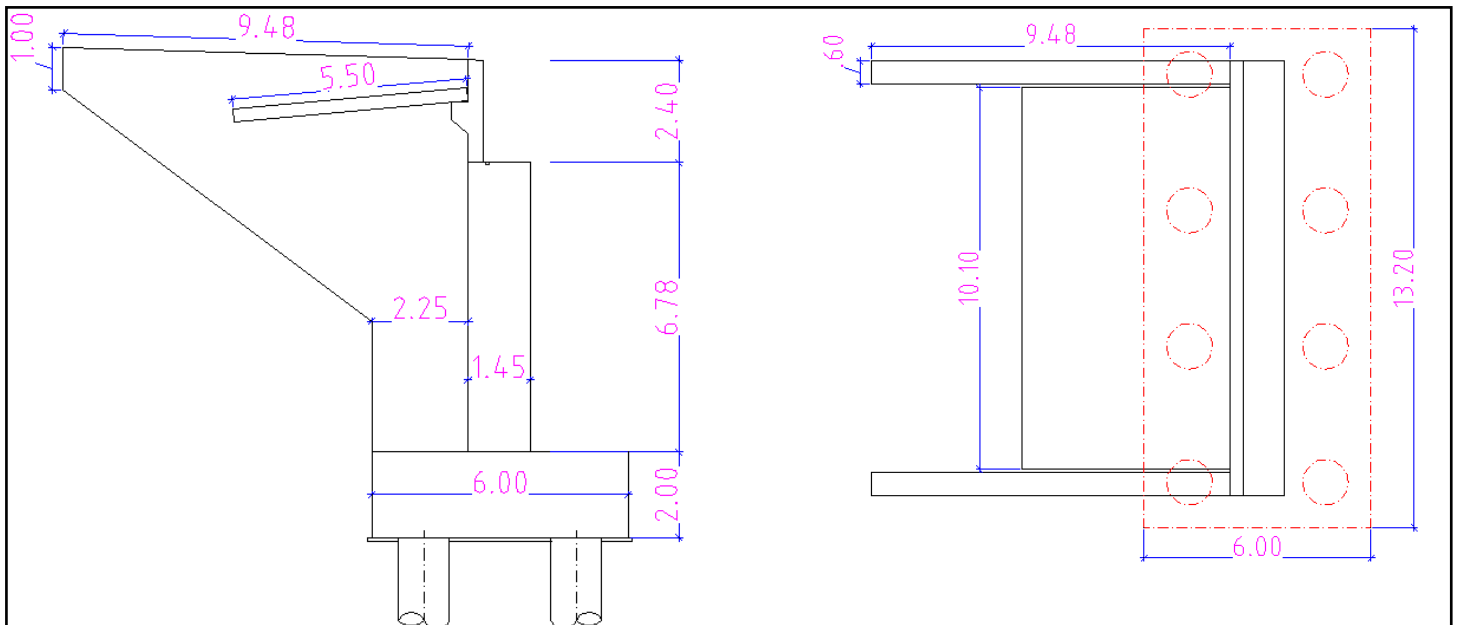


Figure XIII-1 : Présentation de la culée

XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

XIII.3.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE K_{ad}

Selon RPOA ver-2008, la poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé - Okabé comme décrite ci-dessous :

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur. Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_h et K_v , tel que : $K_v = 0,3 K_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ad} \times H^2 \times (1 \pm K_v)$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right)} \quad (\text{Selon RPOA 2008 5.6})$$

- $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

- $\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$-\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 + K_v}\right)$$

- $k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 RPOA) = **0.25**

- $k_v = 0,3 K_h = 0.08$

Les trois cas de séismes correspondant à :

- **1ère cas** : cas normale sans séisme « $k_h = k_v = 0$ »

- **2ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $k_h = 0,25$; $k_v = -0,08$

- **3ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » : $k_h = 0,25$; $k_v = 0,08$

Tableau XIII-3 : Coefficient de poussé

Désignation		k_h	k_v	θ°	k_{ad}
Condition normale	1 ^{ER} Cas	0	0	0	0.333
Condition sismique	2 ^{EME} Cas	0.25	0.08	13.09	0.54
	3 ^{EME} Cas	0.25	-0.08	15.12	0.50

XIII.3.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS

Les tableaux suivants donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{remblais}} = 18 \text{ KN/m}^3$$

XIII.3.2.1 LES CHARGES STATIQUES DE LA CULEE

Tableau XIII-4: Effort dû aux charges statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o} KN.m	M _{FH/o} KN.m
Semelle	3960,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	3801,04	/	0,00	5,38	0,00	/
DDT	208,46	/	0,97	10,12	202,21	/
Mur en R	1395,60	/	4,01	8,05	5596,36	/
Corbeau	216,30	/	1,15	9,88	248,75	/
MGG	241,50	/	0,79	9,97	190,79	/
Poids des terres sur talon	3009,04	/	2,00	6,00	6018,08	/
Poids des T sur DDT	1004,87	/	4,00	10,76	4019,47	/
Poussée des terres	/	3823,64	/	-3,73	/	-14249,44
Poids Sur 10kN/m ²	209,09	/	1,97	/	411,91	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	380,01	/	-11,58	/	-4400,49
Tablier	4845,42	/	0,00	/	0,00	/
R(AI)	1743,16	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1498,66	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,79	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1858,46	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	91,97	/	-8,78	/	-807,47
HT°	/	57,94	/	-8,78	/	-508,71
Freinage AI	/	81,72	/	-8,78	/	-717,53
Freinage Bc	/	180,00	/	-8,78	/	-1580,40

XIII.3.2.2 CHARGES SISMIQUES SUR CULEE

Tableau XIII-5 : Efforts dû aux charges sismique sur culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o KN.m	M _{FH} /o KN.m
Semelle	297,00	990,00	0,00	1,00	0,00	990,00
Mur F	285,08	950,26	0,00	5,38	0,00	5112,40
DDT	15,63	52,12	0,97	10,12	15,17	527,41
Mur en R	104,67	348,90	4,01	8,05	419,73	2808,65
Corbeau	16,22	54,08	1,15	9,88	18,66	534,26
MGG	18,11	60,38	0,79	9,97	14,31	601,94
Tablier	0,00	1562,76	0,00	8.78	0.00	13721,04
Poids des terres amont	225,68	752,26	2,00	6,00	451,36	4513,56
Poids des T sur DDT	75,37	251,22	4,00	10,76	301,46	2703,09
Poussée dynamique cas 2	/	4206,75	/	3,057	/	12858,63
Poussée dynamique cas 3	/	3880,83	/	3,057	/	11862,42

XIII.3.2.3 COMBINAISON DES ACTIONS SUR LA CULEE :

Combinaisons à l'ELU

Tableau XIII.6 Combinaisons à l'ELU

Les combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+ H(r+f)+0.9T	25221,00	5338,22	-20784,66	21972,13	1187,46
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6Q	25555,55	7814,61	-35100,09	30321,42	-4778,66
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6(A(l)+ST)	36837,41	7337,35	-29207,35	29662,37	455,03
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6(Bc+ST)	36446,21	7494,59	-30587,94	29662,37	-925,56
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.35Mc120	35520,92	5338,22	-20784,66	29662,37	8877,71
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.35D240	36557,28	5338,22	-20784,66	29662,37	8877,71

Combinaisons à l'ELS :

Tableau XIII.7 Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+H(r+f)+0.6T	18682,23	3950,37	-15362,13	16275,65	913,52
G+H(r+f)+0.6T+1.2Q	18933,13	4406,38	-20642,73	16769,94	-3872,79
G+H(r+f)+0.6T+1.2A(l)+ST	20774,02	4048,44	-16223,17	16275,65	52,48
G+H(r+f)+0.6T+1.2Bc+ST	20480,62	4166,373	-17258,61	16275,65	-982,96
G+H(r+f)+0.6T+Mc120	19773,02	3950,37	-15362,13	16275,65	913,52
G+H(r+f)+0.6T+D240	20540,69	3950,37	-15362,13	16275,65	913,52

Combinaisons à l'ELA :

Les combinaisons a prendre en compte et les coefficient partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue :

- la vérification des structures : $G+P+E+0.4\Delta T+D+\psi Q$

Tel que :

- **G** : valeur nominales des charges permanentes
- **P** : forces de précontrainte éventuelles.
- **E** : action sismique.
- **Q** : action variable des charges d'exploitation.
- ΔT : désigne les variations de température
- **D** : les déformations différées des matériaux
- Ψ : coefficient de combinaison :
 - $\Psi=0.2$ pour les ouvrages routiers urbains.
 - $\Psi=0.3$ pour les ouvrages ferroviaires. → Dans notre cas $\Psi=0$.
 - $\Psi=0$ pour les autres.

Tableau XIII.8 Combinaisons à l'ELA

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M(KN.m)
G+H(r+f)+0.4T+E _h +0.3E _v	18993,55	7924,86	33045,61
G+H(r+f)+0.4T+E _h -0.3E _v	18370,90	7605,79	31406,13

XIII.3.2.4 Récapitulative des efforts maximums

Les sollicitations agissant sur la culée sous les différentes combinaisons.

Tableau XIII-9 : Récapitulatif des efforts maximaux

ELU		ELS		ELA	
$N^{Max}(KN)$	36557,28	$N^{Max}(KN)$	20774,02	$N^{Max}(KN)$	18993,55
$M^{Corsp}(KN.m)$	8877,71	$M^{Corsp}(KN.m)$	54,48	$M^{Corsp}(KN.m)$	33045,61
$M^{Max}(KN.m)$	8877,71	$M^{Max}(KN.m)$	3872,79	$M^{Max}(KN.m)$	33045,61
$N^{Corsp}(KN)$	36557,28	$N^{Corsp}(KN)$	18933,13	$N^{Corsp}(KN)$	18993,55

XIII.4 ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

XIII.4.1 MUR FRONTALE

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d’exploitation, il est encasté dans la semelle et il travaille à la flexion composée.

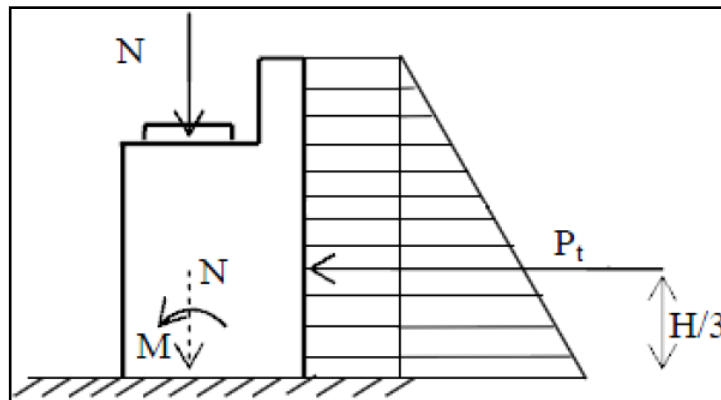


Figure XIII-2 : Effort agissant sur le mur frontal.

XIII.4.1.1 LES CHARGES DU MUR FRONTAL

XIII.4.1.1.1 LES CHARGES STATIQUES DU MUR FRONTAL

Tableau XIII-10: Effort dû aux charges statiques du mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Mur F	3801,04	0	0	3,39	0	0
DDT	208,46	0	0,97	8,12	202,208625	0
Corbeau	216,30	0	1,15	7,88	248,745	0
MGG	241,50	0	1,23	7,97	297,045	0
Poids des T sur DDT	411,55	0	4	8,67	1646,10	0
Poussée Sur 10kN/m ²	0	312,0282	0	-4,59	0	-1432,209

Rg	4845,42	/	0,00	/	0,00	/
R(AI)	1743,16	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1498,66	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,79	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1858,46	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	91,97	/	-6,78	/	-623,54
HT°	/	57,94	/	-6,78	/	-392,83
Frein AI	/	81,72	/	-6,78	/	-554,09
Frein Bc	/	180,00	/	-6,78	/	-1220,40

XIII.4.1.1.2 CHARGES SISMIQUES SUR MUR FRONTAL

Tableau XIII-11 : Effort dû aux charges sismique sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o KN.m	MFH/o KN.m
Mur F	285,08	950,26	0,00	3,38	0,00	3211,88
DDT	15,63	52,12	0,97	8,12	15,17	423,18
Corbeau	16,22	54,08	1,15	7,88	18,66	426,11
MGG	18,11	60,38	0,79	7,97	14,31	481,19
Poids des T sur DDT	75,37	251,22	4,00	8,76	301,46	2200,66
Poussée dynamique cas 2	/	2571,85	/	2,390	/	6146,73
Poussée dynamique cas 3	/	2372,60	/	2,390	/	5670,52

XIII.4.1.1.3 COMBINAISON DES ACTIONS SUR LE MUR FRONTAL :

Combinaisons à l'ELU

Tableau XIII.12 Combinaisons à l'ELU

Les combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+ H(r+f)+0.9T	12572,17	3656,57	-9083,93	1009,80	-8074,13
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6Q	12572,17	4155,81	-11375,46	1009,80	-10365,66
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6(A(l)+ST)	15361,22	3787,33	-9970,46	1009,80	-8960,66
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.6(Bc+ST)	14970,02	3944,57	-11036,57	1009,80	-10026,77
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.35Mc120	14044,73	3656,57	-9083,93	1009,80	-8074,13
1.35G+ H(r+f)+0.9T+1.35D240	15081,09	3656,57	-9083,93	1009,80	-8074,13

Combinaisons à l'ELS :

Tableau XIII.13 Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+H(r+f)+0.6T	9312,72	2704,71	-8747,84	748,00	-7999,84
G+H(r+f)+0.6T+1.2Q	9312,72	3079,14	-10466,49	748,00	-9718,49
G+H(r+f)+0.6T+1.2A(l)+ST	11404,51	2802,78	-9412,74	748,00	-8664,74
G+H(r+f)+0.6T+1.2Bc+ST	11111,11	2920,707	-10212,32	748,00	-9464,32
G+H(r+f)+0.6T+Mc120	10403,51	2704,71	-8747,84	748,00	-7999,84
G+H(r+f)+0.6T+D240	11171,18	2704,71	-8747,84	748,00	-7999,84

Combinaisons à l'ELA :

Tableau XIII.14 Combinaisons à l'ELA

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M(KN.m)
G+H(r+f)+0.4T+E _h +0.3E _v	10440,71	4339,75	18019,10
G+H(r+f)+0.4T+E _h -0.3E _v	10194,46	4155,20	17486,14

XIII.4.1.1.4 Récapitulatif des efforts maximums :

L'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal :

Tableau XIII-15 : Récapitulatif des efforts maximaux sur le mur frontal

ELU		ELS		ELA	
N(KN)	15361,224	N(KN)	11404,50	N(KN)	10440,71
M(KN.m)	10365,66	M(KN.m)	9718,49	M(KN.m)	18019,10
N(KN/ml)	1335.76	N(KN/ml)	991.69	N(KN/ml)	907.88
M(KN.m/ml)	901.36	M(KN.m/ml)	845.04	M(KN.m/ml)	1566.87

XIII.4.1.2 FERRAILLAGE :

➤ **Ferraillage vertical :**

Le ferraillage se fait en flexion composée utilisant les efforts de la condition la plus défavorable, la condition sismique (ELA), appliqués sur la section (**145×100**) cm² avec :

$$N=907.88 \text{ KN/ml} \quad M=1566.87 \text{ KN.m/ml} \quad T=377.36 \text{ KN/ml}$$

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert :

• **Section d'acier coté remblais :**

$A_s=19.5 \text{ cm}^2$ donc on opte pour **4HA25=19.63cm²** avec un espacement de **St=25cm**

• **Section d'acier coté tablier :**

$A_s'=A_s/3=6.5\text{cm}^2$ donc on opte pour **4HA16=8.04cm²** avec un espacement de **St=25cm**

➤ **Ferraillage horizontal :**

• **Armatures transversales :**

$A_t=A_s/4=4.87\text{cm}^2$ donc on opte pour **4HA16= 6.16 cm²** avec un espacement de **St=25 cm**.

XIII.4.2 MUR GARDE GREVE :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

• **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition

• **Forces horizontales :**

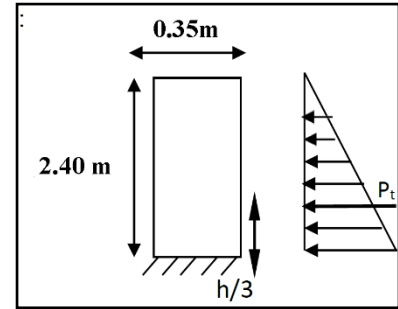
- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h$$



Ka : Coefficient de poussée des terres (Ka = 0.33).

γr : Poids volumique du remblai (γr = 18 KN/m³).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.4 m).

L : longueur du remblai (L=9.48m) on fait le calcul par 1ml.

Pt=17.28 KN/ml

Mt=13.82KN.m/ml

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6 tonnes chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6 tonnes distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

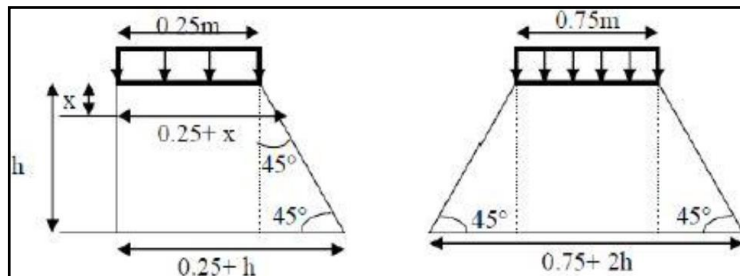


Figure XIII-3 : Impact de la charge Bc localisé derrière le mur garde grève.

- **Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève :**

$$M_p = \frac{12K}{0,5 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,5 + x)} dx \quad , \text{avec : } K = K_a \times \delta \times \gamma \times bc$$

γ : Coefficient de pondération, égale à : **1.6 à ELU 1.2 à ELS**

bc : coefficient de pondération du système bc = **1.2**

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai = **1**

Ka = 0.333

h = 2.4 m

KELS = 0.333 × 1.2 × 1 × 1.2 = 0.48

KELU = 0.333 × 1.2 × 1 × 1.6 = 0,64

Le tableau suivant, extrait de **document technique Setra Piles et Palées PP73** page 394, explicite les valeurs de Mp/k pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau XIII-16: les valeurs de M_p/k

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation, on obtient pour $h=2.4$ m : $M_p/k = 8.338$ T.m

$$M_p = \text{ELS} : 8.338 \times KELS = 4.00 \text{ T.m}$$

$$ELU : 8.338 \times KELU = 5.33 \text{ T.m}$$

- **Moment dû à la force de freinage :**

On considère que l'effet d'une seule roue, soit 6 tonnes, et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 \times +2h}$$

μ : Coefficient de pondération ($\mu = 1.2$ à l'ELS et $\mu = 1.6$ à l'ELU) ;

P : chargement due a Bc ($P = 60$ KN) ;

h : Hauteur du mur ($h = 2.4$ m).

à l'ELU :

$$M_f = \frac{2 \times 1.6 \times 60 \times 2.4}{0.25 + 2 \times 2.4} = 91.24 \text{ KN.m/ml}$$

à l'ELS :

$$M_f = \frac{2 \times 1.2 \times 60 \times 2.4}{0.25 + 2 \times 2.4} = 68.43 \text{ KN.m/ml}$$

- **Le moment total à l'encastrement :**

Le RCPR exige les combinaisons suivantes :

$$M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_p + M_f)$$

$$M_{ELU} = 162,55 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_p + M_f)$$

$$M_{ELS} = 121,74 \text{ KN.m/ml}$$

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.35) m on obtient :

- **Section d'acier coté remblais :**

$A_s = 19.8 \text{ cm}^2$ donc on opte pour $5HA25 = 24.54 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Section d’acier coté tablier :**

$As' = As/3 = 6.6\text{cm}^2$ donc on opte pour **5HA14=7.7cm²** avec un espacement de **St=20cm**

• **Armatures transversales :**

$At = As/4 = 4.95\text{cm}^2$ donc on opte pour **5HA12= 5.65 cm²** avec un espacement de **St=20 cm**.

XIII.4.3 DALLE DE TRANSITION

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.

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l’effet du :

- Poids propre et revêtement.
- Poids du remblai
- Surcharges

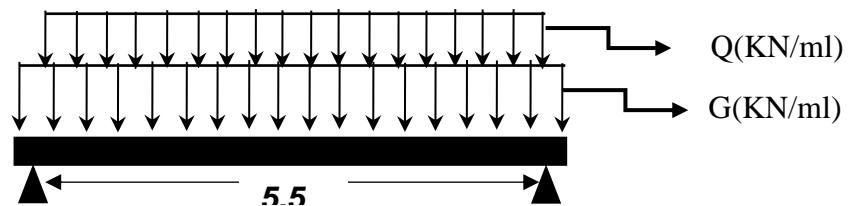


Tableau XIII-17 : Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M(KN.m/ml)	T (KN)
Poids propre	7,5	28,359375	20,625
Revêtement	1,92	7,26	5,28
Remblai	18	68,0625	49,5
Surcharges	10	37,8125	27,5

• **Combinaison des efforts :**

ELU :

MELU = 1.35 MG + 1.6 MQ = 196.69KN.m/ml TELU = 1.35 TG + 1.6 TQ = 143.05KN

ELS:

MELS = MG + 1.2 MQ = 149.06 KN.m/ml TELS = TG + 1.2 TQ = 108.41 KN

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.30) m on obtient :

• **Section d’acier inferieure :**

$A_s=27.9 \text{ cm}^2$ donc on opte pour **6HA25=29.45cm²** avec un espacement de **St=15cm**

- **Section d'acier coté supérieure :**

$A_s'=A_s/3=9.2\text{cm}^2$ donc on opte pour **6HA14=9.24cm²** avec un espacement de **St=15cm**

- **Armatures transversales :**

$A_t=A_s/4= 4.65\text{cm}^2$ donc on opte pour **5HA12= 5.65 cm²** avec un espacement de **St=20 cm.**

XIII.4.4 MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Le document technique SETRA PP73 (§ 3.4.1) exige l'application des charges suivantes lors la conception de mur en retour :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Poussées horizontales réparties.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4 tonnes et une charge horizontales de 2 tonnes. Pour faciliter les calculs, on va supposer que le mur est de forme rectangulaire au lieu de trapézoïdale

Les efforts verticaux

- Poids propre du mur: **PG** = $1 \times 9.35 \times 0.6 \times 2.5 = 14.025 \text{ Tonnes/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : **PSc** = $4 \times 1.2 = 4.8 \text{ Tonnes/ml}$

Les moments du aux efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $Mg=14.025 \times 3.3=46.28 \text{ T.m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : **MSc** = $4.8 \times (9.48 - 1) = 40.07 \text{ T.m/ml}$

Les combinaisons :

$$\text{MELU} = 1.35 \text{ MG} + 1.6 \text{ MSc} = 127.60 \text{ T.m/ml}$$

$$\text{MELS} = \text{MG} + 1.2 \text{ MSc} = 95.12 \text{ T.m/ml}$$

Les efforts horizontaux :

- Poussée des terres : **Pt**= $0.333 \times (1 \times 1.8 \times 9.35^2)/2=26.22 \text{ tonnes/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : **Psr** = $0.333 \times 1.2 \times 9.48 \times 1 \times 1 = 3.79 \text{ Tonnes/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : **Psc** = $2 \times 1.2 = 2.4 \text{ Tonnes/ml}$

Les moments du aux efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $Mt=26.22 \times 9.35/3=81.71 \text{ T.m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $Msr=3.37 \times 9.35/3=10.5 \text{ T.m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée := $2.4 \times (9.35-1)=20.04 \text{ T.m/ml}$

Les combinaisons :

$$\text{MELU} = 1.35 \text{ Mt} + 1.6 (\text{Msr} + \text{MSc}) = 159.17 \text{ T.m/ml}$$

$$\text{MELS} = \text{Mt} + 1.2 (\text{Msr} + \text{MSc}) = 118.35 \text{ T.m/ml}$$

FERRAILLAGE VERTICAL :

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est **(60×100) cm²** en utilisant ROBOT EXPERT on obtient :

$A_s=63.6\text{cm}^2$ donc on opte pour **2x7HA25** $A_s=68.72\text{cm}^2$ avec un espacement **St=15cm**

FERRAILLAGE HORIZONTAL :

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est **(60×100) cm²** en utilisant ROBOT EXPERT on obtient :

$A_s=96.9\text{cm}^2$ donc on opte pour **2x10HA25** $A_s=98.17\text{cm}^2$ avec un espacement **St=10cm**

XIII.4.5 LES FONDATIONS

XIII.4.5.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond sur des pieux. On opte pour une fondation mixte (**pieux + semelle de liaison**).

XIII.4.5.2 DETERMINATION DU NOMBRE DES PIEUX :

Tableau XIII-18:Les charges admissible du pieu

Q _{adm} ELU (KN)		Q _{adm} ELS (KN)
ELU Fond	ELU Accd	ELS
5678.7	6247.4	3778.3

Le nombre des pieux sous la semelle est déterminé à l'aide de la formule suivante

$$n \geq \frac{\text{effort maximale}}{\text{capacité portante nominale du pieu}}$$

$$n \geq \frac{20774.02}{3096.2} = 6.7 \rightarrow \text{Donc on prend 8 pieux.}$$

XIII.4.5.3 EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

: Effort normal maximal / minimal.

- **n** : Nombre de pieu.

- **M** : Moment maximale.

- **x ; y** : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau XIII-19: Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison

Combinaison			R _{i max} (KN)	R _{i min} (KN)
ELU	N ^{Max} (KN)	36837,41	4636,28	4573,08
	M ^{Corsp} (KN.m)	455,03		
	M ^{Max} (KN.m)	8877,71	5186,17	3953,15
	N ^{Corsp} (KN)	36557,28		
ELS	N ^{Max} (KN)	20774,02	2600,40	2593,11
	M ^{Corsp} (KN.m)	52,48		
	M ^{Max} (KN.m)	-3872,79	2635,59	2097,70
	N ^{Corsp} (KN)	18933,13		
ELA	N ^{Max} (KN)	18993,55	4669,03	79,36
	M ^{Corsp} (KN.m)	33045,61		
	M ^{Max} (KN.m)	33045,61	4669,03	79,36
	N ^{Corsp} (KN)	18993,55		

Vérification des pieux :

Tableau XIII-20: Vérification des pieux

ELU		ELS		ELA	
Q _{adm ELU} = 5678.7 KN		Q _{adm ELS} =3778.3 KN		Q _{adm ELA} =6247 KN	
R _{Max}	5186.17	R _{Max}	2635.59	R _{Max}	4669.03
R _{min}	3953.15	R _{min}	2097.70	R _{min}	79.36
R _{Max} < Q _{adm ELU} Pas de poinçonnement		R _{Max} < Q _{adm ELS} Pas de poinçonnement		R _{Max} < Q _{adm ELA} Pas de poinçonnement	
R _{min} > 0 Pas de soulèvement		R _{min} > 0 Pas de soulèvement		R _{min} > (-1/3 Q _U) Pas de soulèvement	

XIII.4.5.4 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique SETRA Piles et Palées PP73, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

H: hauteur de la semelle (H=2.00m)

L : entraxe des deux files de pieux (L=3.6 m)

b : épaisseur du mur frontal (b=1.45 m)

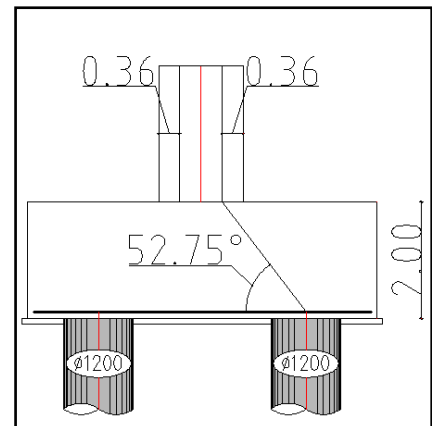
h : hauteur utile de la semelle (h=H-0.1 = 1.9 m)

$$\begin{cases} \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.45}{4} = 1.43m \leq 1.9m \\ \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.9}{1.43} = 1.32 \rightarrow \alpha = 53^\circ \geq 45^\circ \end{cases} \text{conditions vérifiées}$$

Armatures transversales inférieures :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) \frac{1}{h}$$



A l'ELS

$$A_s = \frac{2635.59}{333.33} \times \frac{1.43}{1.9} \times 10 = 59.5 \text{cm}^2/\text{L}'$$

A l'ELU

$$A_s = \frac{5186.17}{434.78} \times \frac{1.43}{1.9} \times 10 = 90.15 \text{cm}^2/\text{L}'$$

A l'ELA

$$A_s = \frac{4669.09}{500} \times \frac{1.43}{1.9} \times 10 = 70.28 \text{cm}^2/\text{L}'$$

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre des pieux et de la hauteur h de la semelle (L' = Φ+h=3.7m) Donc :

On prend **A=90.15cm²**

$A_1=90.15/3.7=24.36\text{cm}^2/\text{ml}$ donc on prend 7 HA25 ($A_1=34.36\text{ cm}^2$) avec $St=15\text{ cm}$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$A_1' > A/3 \rightarrow A_1'=90.15/4=21.53\text{cm}^2/\text{ml}$ donc on prend 7HA20 ($A_1'=21.99\text{cm}^2$) avec $St=15\text{cm}$.

Armatures longitudinales inférieures :

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures.

$A_2 > A_1/3 \rightarrow A_2=11.45\text{cm}^2$ donc on prend 7HA16 ($A_2=14.07\text{cm}^2$) avec $St=15\text{cm}$

Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures :

$A_3 > A_1/4 \rightarrow A_3=8.59\text{cm}^2$ on prend 7HA14 ($A_3=10.78\text{cm}^2$) avec $St=15\text{cm}$

Armatures longitudinales supérieures :

$A_4 > A_1/4 \rightarrow A_4=8.59\text{cm}^2$ on prend 7HA14 ($A_4=10.78\text{cm}^2$) avec $St=15\text{cm}$

Armatures latérales :

$A_5 > A_1/4 \rightarrow A_5=6.87\text{cm}^2$ on prend 7HA14 ($A_5=7.89\text{cm}^2$) avec $St=15\text{cm}$

XIII.4.5.5 FERRAILLAGE DES PIEUX :

Pour le dimensionnement des pieux de la culée on suit les mêmes étapes de calcul de pile.

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

On prend : **8 pieux** de 12 m de profondeur.

❖ Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; b =1.2 m

C_u : module de réaction du sol ; $C_u=32.7\text{MN}/\text{m}^3$

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\frac{1}{\alpha} = \lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} = 0.228$$

Avec :

I : moment d'inertie du pieu ; $I=10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

E : module d'élasticité du béton ; $E=33000 \text{ MPa}$

Détermination des paramètres $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

On a :

$\lambda=0.228 \rightarrow \lambda \times L = 2.735$ donc on obtient les valeurs suivantes :

$$\lambda L = 2,96 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^H = 1,17 \\ X_{\varphi}^M = 1,49 \end{cases}$$

Sollicitations les plus défavorables

Efforts normaux :

$$\text{ELS : } N_{\max} = 2097.70 \text{ kN} < \mathbf{3778.3 \text{ KN}}$$

$$\text{ELU : } N_{\max} = 3953.15 \text{ kN} < \mathbf{5678.7 \text{ KN}}$$

Moments fléchissant

$$\text{ELS : } \bar{M} = 1927,63 \text{ kN.m} ; N = 2097,7 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } \bar{M} = 3418,60 \text{ kN.m} ; N = 3953,15 \text{ KN}$$

Effort tranchant en tête du pieu

$$\text{ELS : } \bar{P} = 550,80 \text{ kN}$$

$$\text{ELU : } \bar{P} = 976,83 \text{ kN}$$

❖ Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier

Avec Robot expert $A_s = 157.6 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **34HA25** ($A_s = 166.9 \text{ cm}^2$).

Cerces transversales

On opte pour : **1 Cerce H16 St= 10cm** dans les zones critiques (**2,4 m**) et **20 cm** dans les zones courantes.



Figure XIII-4 : Schéma de ferrailade la culée.

XIII.5 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude propose pour l'élève ingénieur de mettre en valeur les connaissances acquises durant son cursus et de se confronter à la réalité, il nous est particulièrement agréable d'exprimer la joie ; d'avoir approfondi nos connaissances dans le domaine travaux public et surtout dans l'option des ouvrages d'art et du béton précontraint

On a essayé d'étudier ce projet tout en respectant les normes de calculs de résistances et de réalisation. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de la recherche dans le domaine de génie civil.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de notre pays.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Mr. BELAOURA, Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Mr. AMIEUR, Cours des ponts, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Mme MERDOUD, Cours mécaniques des sols 4ème année, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Mr. BELAOURA, Cours de béton précontraint, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- BPEL91 Révisé 99.
- Règles BAEL91 révisé 99.
- CALGARO J. A. & Bernard-Gély A., Conception des ponts.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension.
- Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008.
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR.

ANNEXES

ANNEXE-A-

I. Données hydrogéologiques :

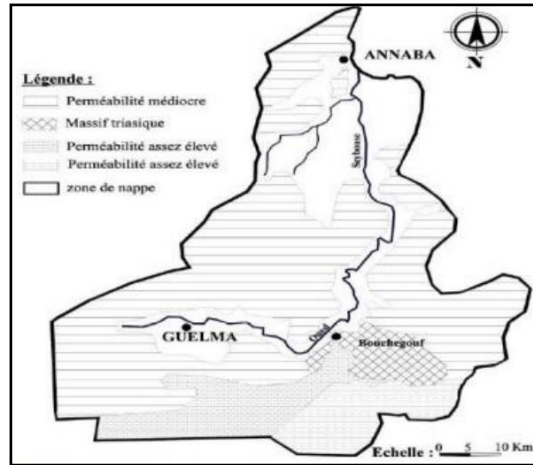


Figure A.1 : Les zones hydrogéologiques du bassin versant de la Seybouse à partir de Guelma (d'après Ghachi, 1982)

II. Données géologiques :

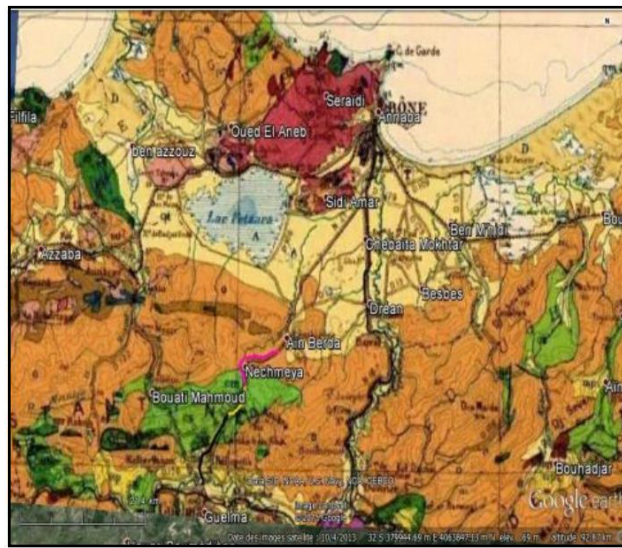


Figure A.2 : Carte géologique régionale Annaba-Guelma

III. Données géotechniques :



Figure A.3 : Investigations géotechniques de la pénétrante de la ville de Guelma à l'autoroute E-O Sc 09 PK 27+000 – Caisse 01 : 0.00 à 9.00m



Figure A.5 : Investigations géotechniques de la pénétrante de la ville de Guelma à l'autoroute E-O Sc 09 PK 27+000 – Caisse 02 : 9.00 à 17.00m



Figure A.6 : Investigations géotechniques de la pénétrante de la ville de Guelma à l'autoroute E-O Sc 09 PK 27+000 – Caisse 03 : 17.00 à 25.00m



Figure A.7 : Investigations géotechniques de la pénétrante de la ville de Guelma à l'autoroute E-O Sc 09 PK 27+000 – Caisse 04 : 25.00 à 32.00m



Figure A.8 : Investigations géotechniques de la pénétrante de la ville de Guelma à l'autoroute E-O Sc 09 PK 27+000 – Caisse 05 : 32.00 à 40.00m

Sondage pressiométrique SP 26' – PK 27+000				
Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en bars	Pression limite (PI) en bars	Pression de fluage (PF) en bars	E / PI
1.00	38.10	3.33	2.38	11,44
2.00	47.21	3.42	1.98	13,80
3.00	58.26	4.79	2.71	12,16
4.00	407.16	19.98	11.90	20,38
5.00	762.95	24.51	14.60	31,13
6.00	958.66	24.87	14.85	38,55
7.00	893.33	30.14	17.99	29,64
8.00	772.96	32.84	14.52	23,54
9.00	1555.61	48.77	21.93	31,90
10.00	1851.15	51.23	30.50	36,13
11.00	391.48	33.95	21.42	11,53
12.00	972.63	74.22	44.10	13,10
13.00	1058.84	39.50	23.72	26,81
14.00	1679.36	55.79	33.34	30,10
15.00	1263.06	43.57	21.91	28,99
16.00	1533.26	41.62	19.33	36,84
17.00	1327.62	46.75	25.61	28,40
18.00	1359.74	58.44	35.04	23,27
19.00	1837.48	50.81	27.37	36,16
20.00	1493.42	45.00	21.15	33,19
21.00	1578.61	45.14	24.63	34,97
22.00	1216.93	29.20	15.04	41,68
23.00	1050.85	40.46	22.87	25,97
24.00	1392.54	50.40	22.22	27,63
25.00	1451.35	49.33	29.95	29,42
26.00	1918.50	59.55	35.99	32,22
27.00	1885.35	51.56	28.11	36,57
28.00	2059.56	75.38	45.38	27,32
29.00	1969.29	68.45	41.34	28,77
30.00	1722.57	52.22	31.83	32,99

Figure A.9 : Sondage pressiométrique SP 26-PK 27+000

ANNEXE-B-

ANNEXE-B-

Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{X}{35} \right)$ <p>pour un ouvrage de hauteur constante X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable avec plus de deux travées</p>
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$
Largeur des semelles sup. Bsup	<p>Binf - 0,100 pour un tablier à deux voies Binf - 0,200 pour un tablier à quatre voies</p>
Entretoises courantes	Profils IPE500 à IPE700 ou équivalents
Tonnage de charpente	$63 + 0,9 X^{1,2} \left(1,34 - \frac{LT}{40} \right) + 0,25 X$ en kg / m ² de tablier
Épaisseur de la dalle	<p>$0,13 + \frac{(LT - L)}{26}$ au droit des poutres principales $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier</p>
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 250 kg / m ³

Figure B-1 : Tableau pour le pré-dimensionnement du pont mixte selon le guide de conception durable

ANNEXE-C-

ANNEXE -C-

- Δ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- $S_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à Δ .
- $I_{/s}$: Moment statique de la section considérée par rapport à Δ .
- $V' = \frac{S_{/\Delta}}{B}$: Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $V = H - V'$: distance du centre de gravité à la fibre supérieur.
- I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée, avec :
 - ✓ Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$
 - ✓ Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$
- I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- A_i : Aire de la section i.
- Y_g : La position du centre de gravité (C.D.G) de la poutre : $Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$
- $B_{(\Delta) nette} = B_{(\Delta) brute} - 5\% B_{(\Delta) brute}$
- $S_{(\Delta) nette} = S_{(\Delta) brute} - 5\% S_{(\Delta) brute}$
- $I_G = I_{(\Delta) brute} - (S_{(\Delta) brute} \cdot V')$
- i : rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G}{B}$
- ρ : Le rendement géométrique de la section : $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B_{nette}}$

ANNEXE-D-

ANNEXE-D-

I.CLASSIFICATION DES PONTS:

Tableau D.1 : Les classes des ponts routier

Classe du pont	Largeur (m)
1^{ère} Classe	$L_r \geq 7m$
2^{ème} Classe	$5.5m < L_r < 7m$
3^{ème} Classe	$L_r \leq 5.5m$

II.SYSTEMES DES CHARGES :

Tableau D.2 : Valeurs du coefficient a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1^{ère} Classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2^{ème} Classe	1	0.9	-	-	-
3^{ème} Classe	0.9	0.8	-	-	-

Tableau D.3 : Valeurs de V_0

Classe du pont	v_0
1^{ère} Classe	3.5 m
2^{ème} Classe	3 m
3^{ème} Classe	2.75 m

Tableau D.4 : Coefficient de b_c

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1^{ère} Classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2^{ème} Classe	1.00	1.00	-	-	-
3^{ème} Classe	1.00	0.80	-	-	-

Tableau D-5 : Coefficients de b_t

Classe du pont	I	II
b_t	1.2	1.0

III.CHARGES HORS TRAFIC

Tableau D-6 : Température extrêmes en Algérie.

Zone	Désignation	T _{min} (C°)	T _{max} (C°)
I	Algérie du Nord (climat tempéré)	-15	35
II	Le proche et moyen Sud	-20	45
III	L'extrême Sud	-30	50

Tableau D-7 : Valeur du coefficient d'accélération sismique A

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

• Amortissement : La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontrainte : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Elastomère fretté : 7

ANNEXE-E-

I. APPLICATION DES CHARGEMENT SUR LES LIGNES D'INFLUENCE :

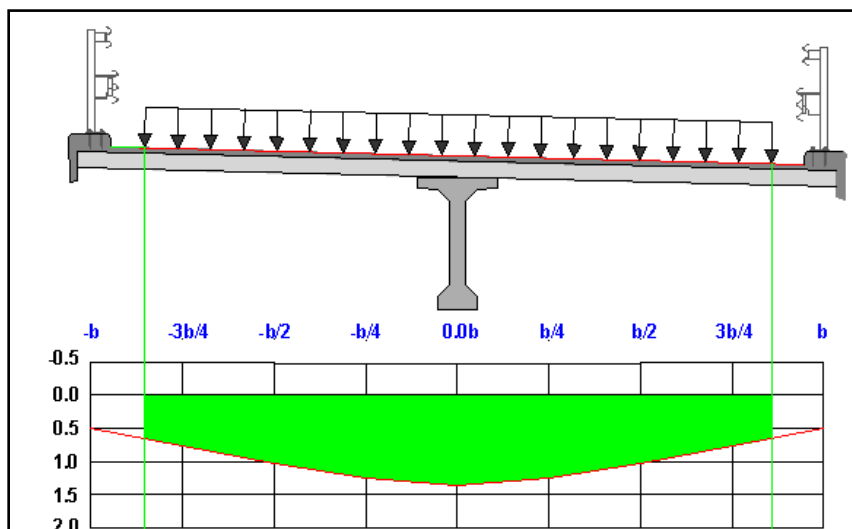


Figure E-1: Chargement A(l) sur Li de la poutre 1

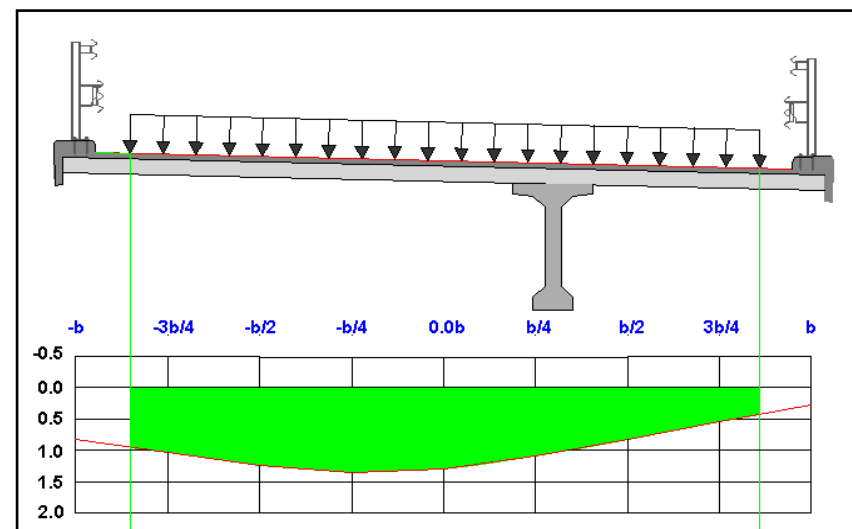


Figure E-2: Chargement A(l) sur Li de la poutre 2

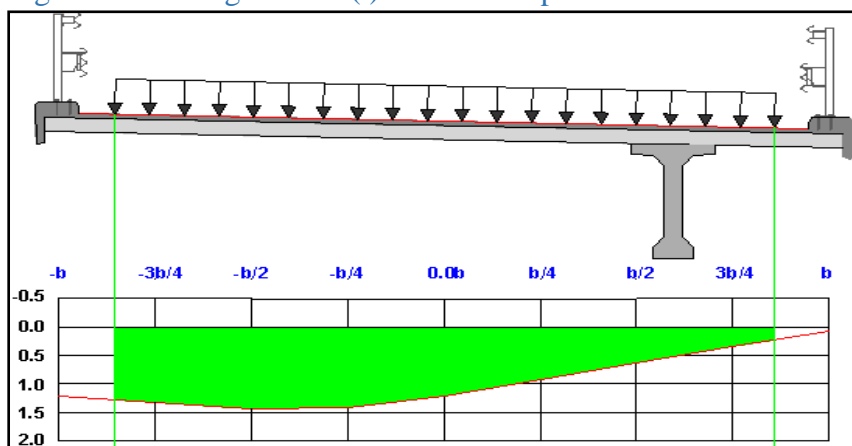


Figure E-3: Chargement A(l) sur Li de la poutre 3

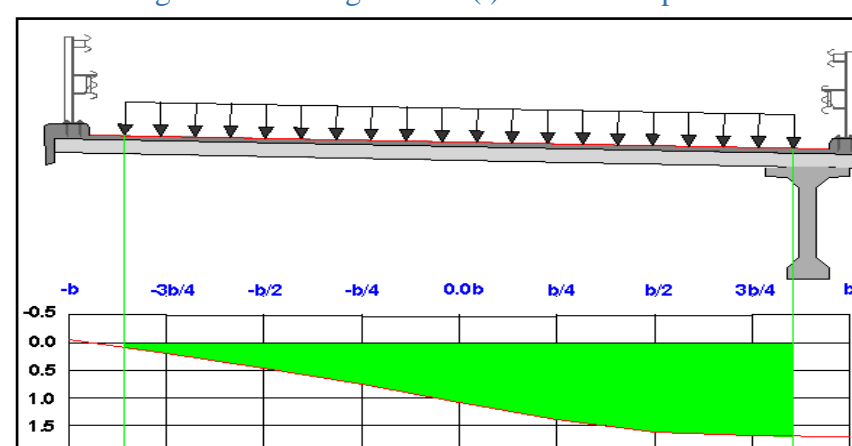


Figure E-4: Chargement A(l) sur Li de la poutre 4

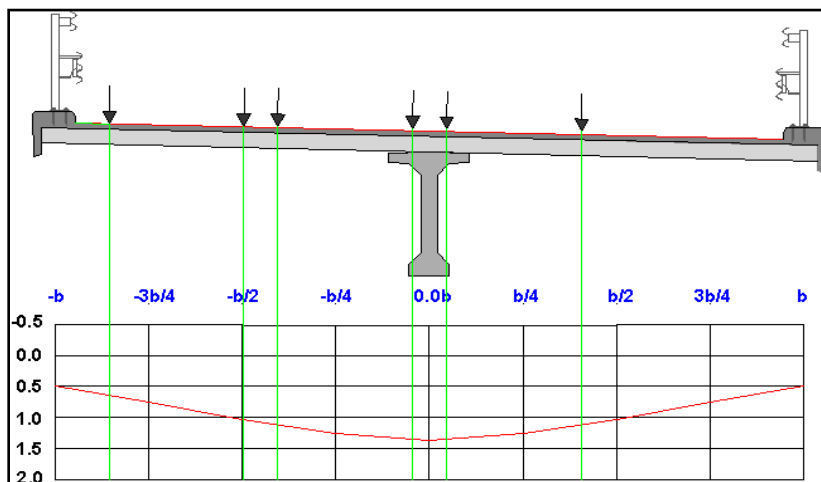


Figure E-5: Chargement Bc sur Li de la poutre 1

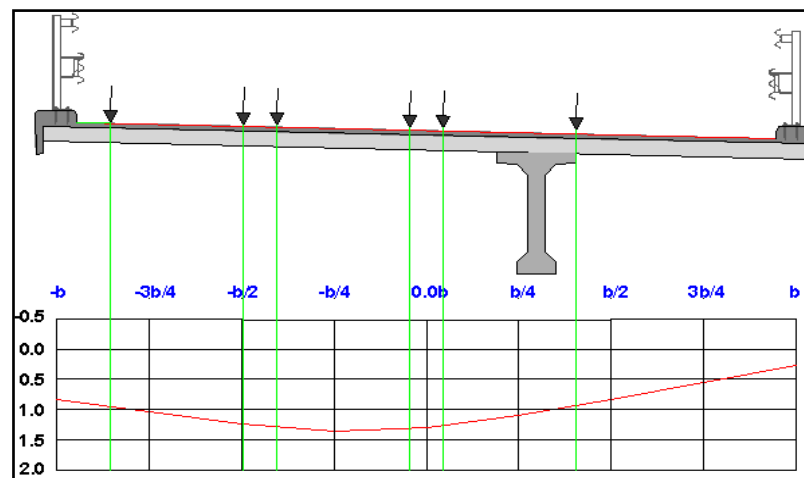


Figure E-6: Chargement Bc sur Li de la poutre 2

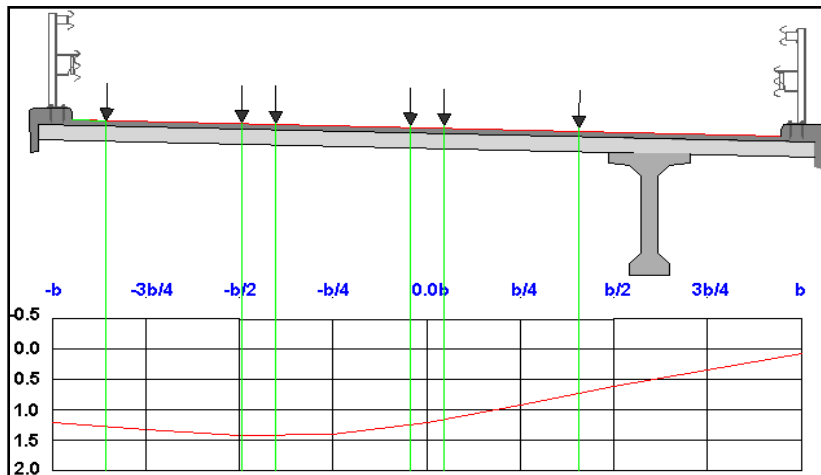


Figure E-7: Chargement Bc sur Li de la poutre 3

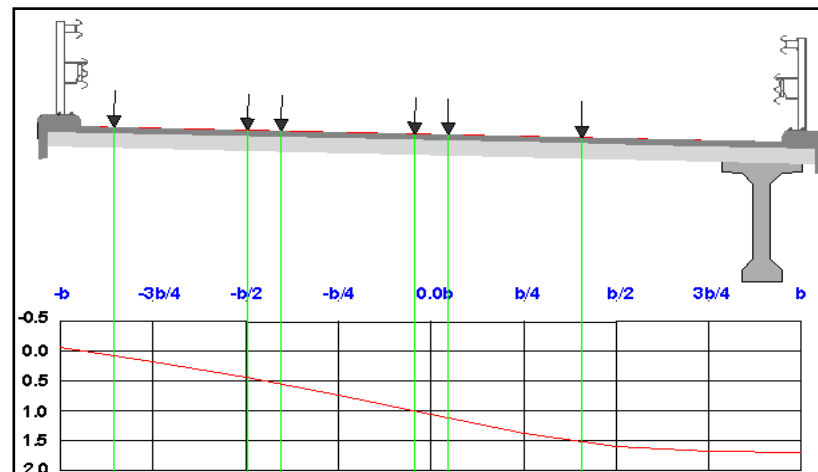


Figure E-8: Chargement Bc sur Li de la poutre 4

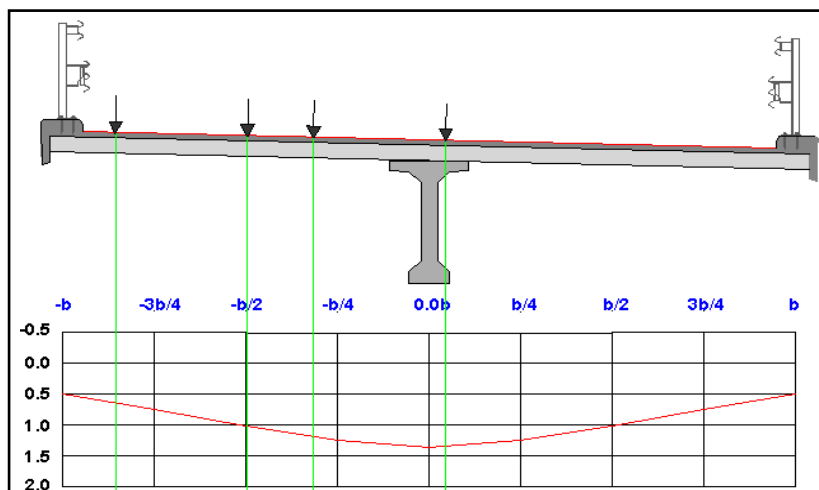


Figure E-9: Chargement Bt sur Li de la poutre 1

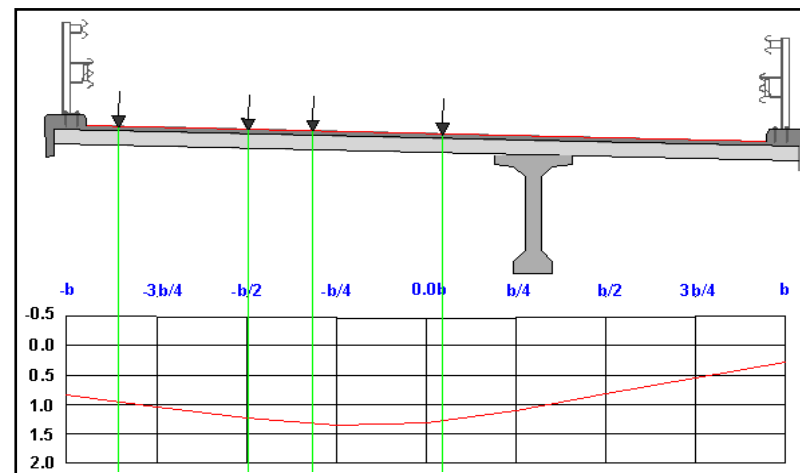


Figure E-10: Chargement Bt sur Li de la poutre2

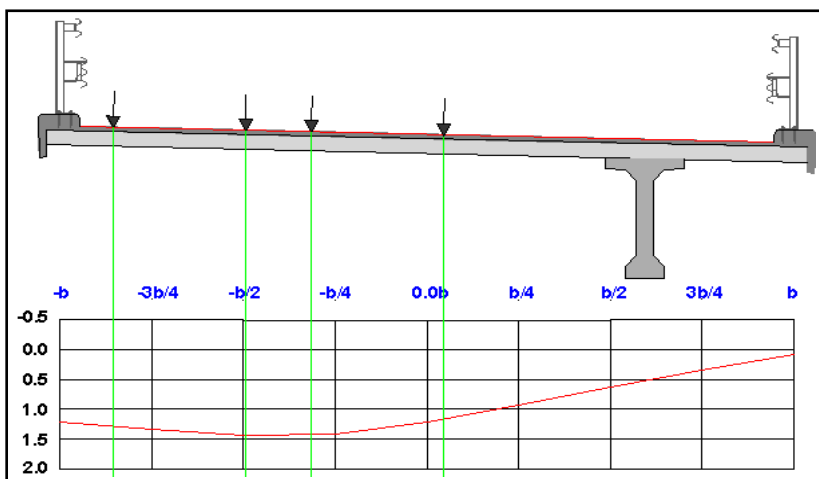


Figure E-11: Chargement Bt sur Li de la poutre 3

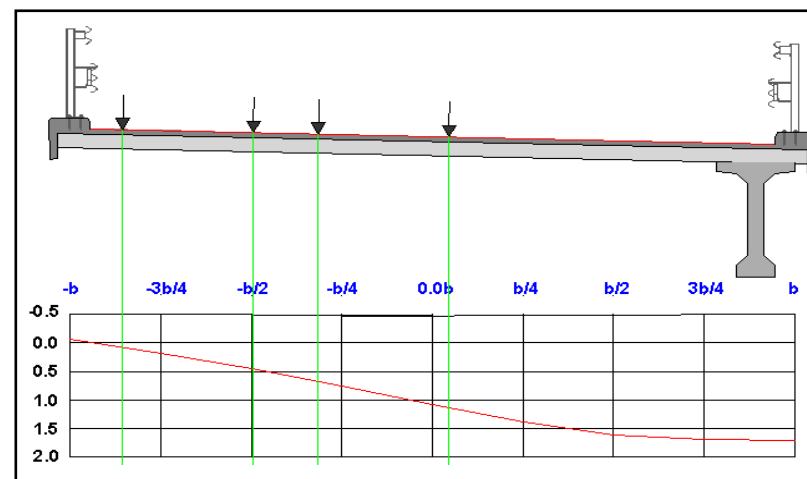


Figure E-12: Chargement Bt sur Li de la poutre4

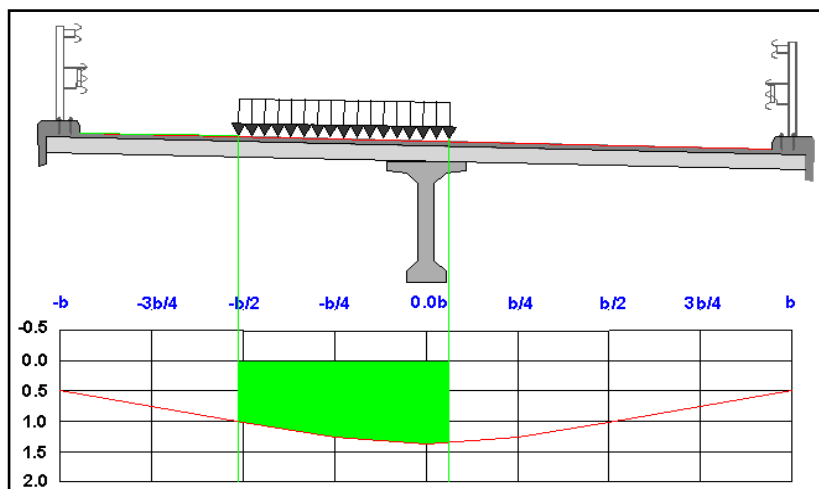


Figure E-13: Chargement D240 sur Li de la poutre 1

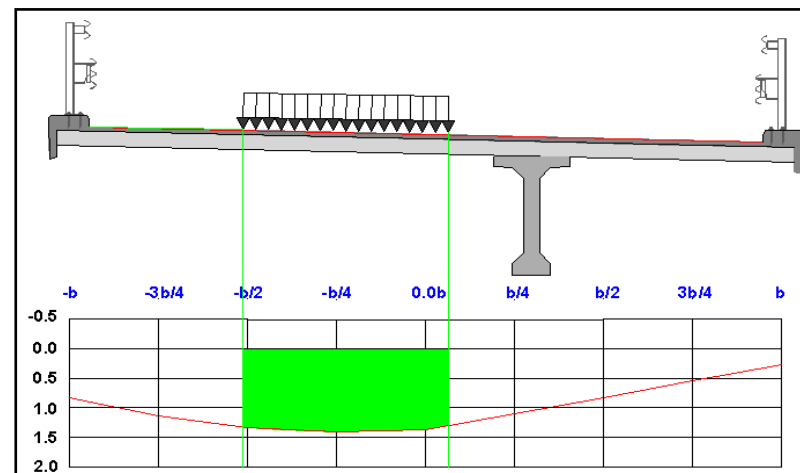


Figure E-14: Chargement D240 sur Li de la poutre 2

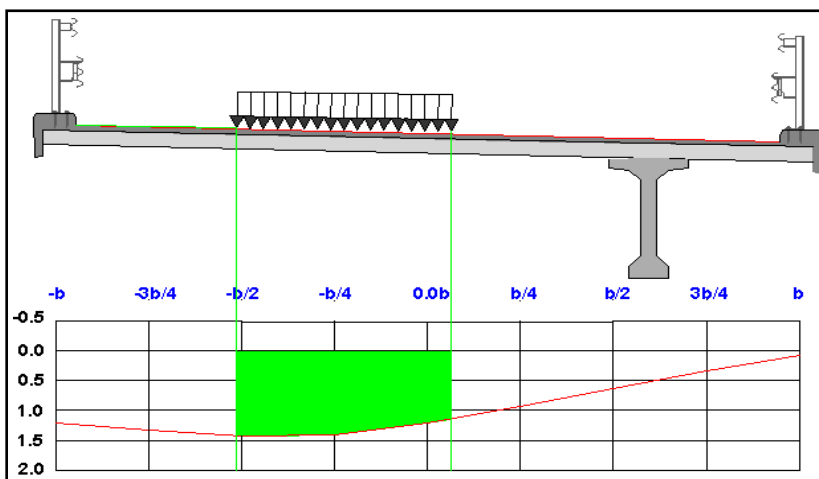


Figure E-15: Chargement D240 sur Li de la poutre 1

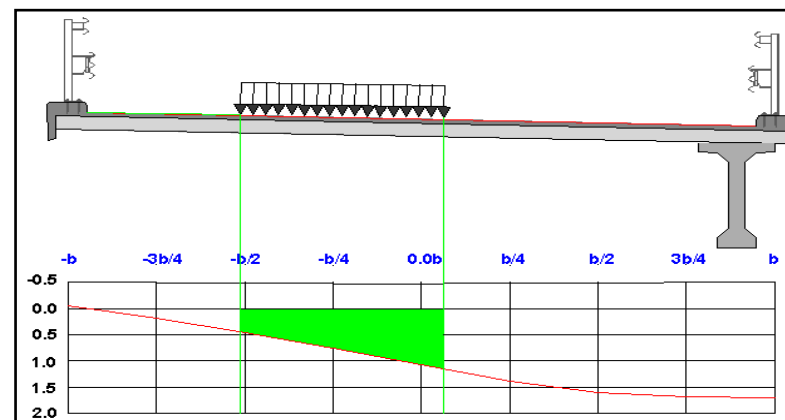


Figure E-16: Chargement D240 sur Li de la poutre 4

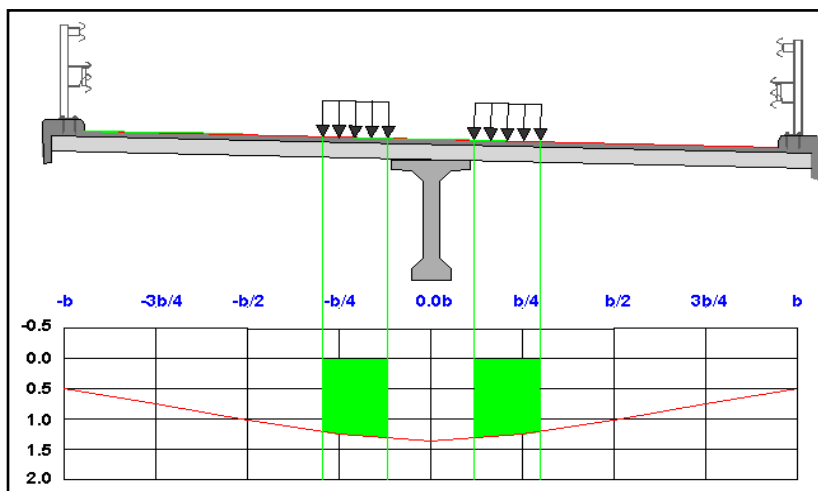


Figure E-17: Chargement Mc120 sur Li de la poutre 1

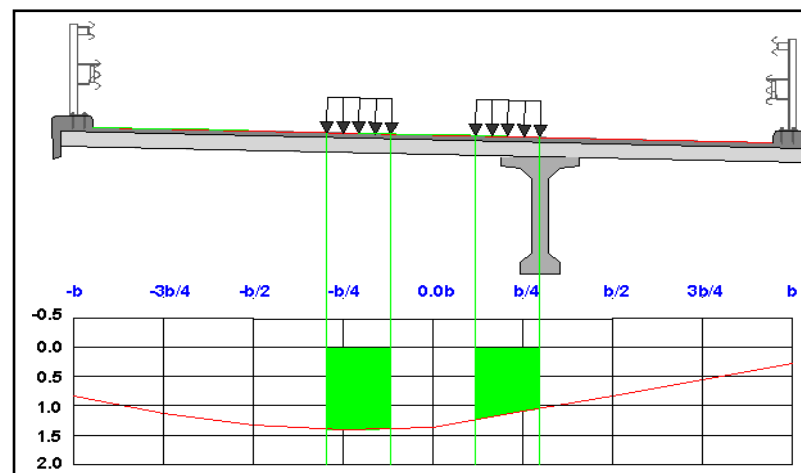


Figure E-18: Chargement Mc120 sur Li de la poutre2

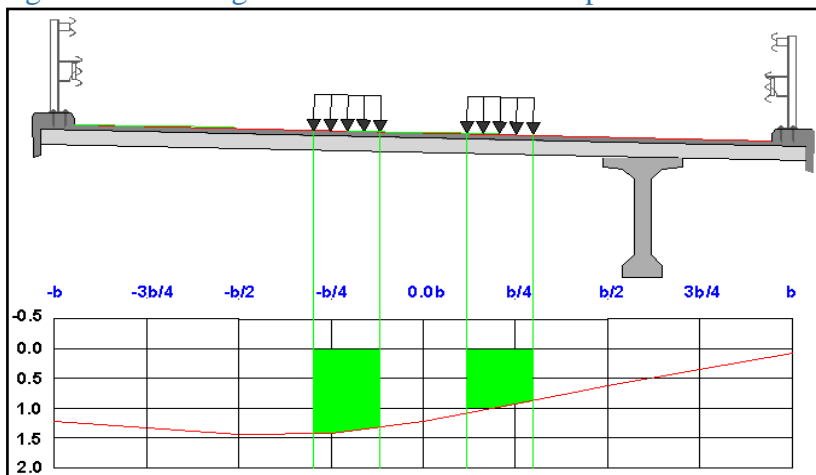


Figure E-19 : Chargement Mc120 sur Li de la poutre 3

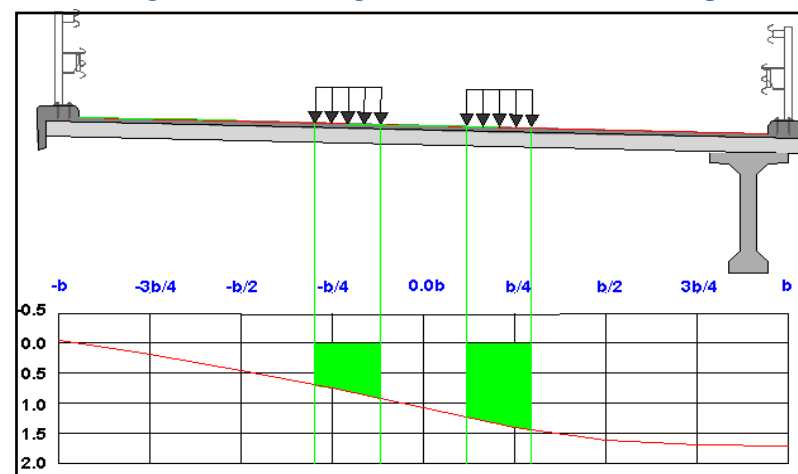


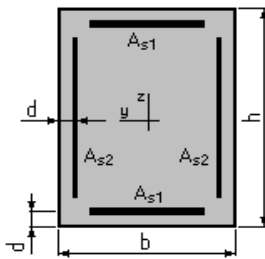
Figure E-20: Chargement Mc120 sur Li de la poutre4

ANNEXE-F-

I. VERIFICATION DE SECTION D'ACIER DU MUR FRONTAL.**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 145,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	907,88	1566,87	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 19,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum	$A_{s\ min} = 39,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 975,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **N = 907,88 (kN)** **M_y = 1566,87 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 18,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 180,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 128,9$ (MPa)

II. VERIFICATION DE SECTION D'ACIER DU MUR GARDE GREVE.

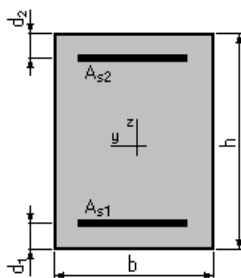
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	162,55	0,00
Etat Limite de Service	121,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,71 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 162,55 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 25,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,36 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 121,74 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 24,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

III. VERIFICATION DE SECTION D'ACIER DE LA DALLE DE TRANSITION.

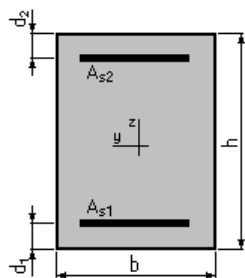
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	196,69	0,00
Etat Limite de Service	149,06	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,12 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 196,69 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 9,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 5,33 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 149,06 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

IV. VERIFICATION DE LA SECTION D'ACIER DU MUR AU RETOUR

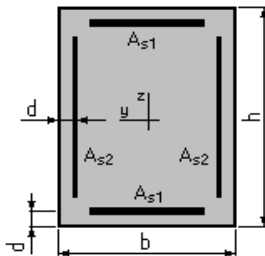
IV.1 ARMATURE VERTICALE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 7,0$ (cm)
 $d_2 = 7,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1276,00	0,00
Etat Limite de Service	951,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 63,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 16,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,51$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 1276,00$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 17,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 46,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,39$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 412,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 951,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01
 Position de l'axe neutre: $y = 22,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 45,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 327,9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 166,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

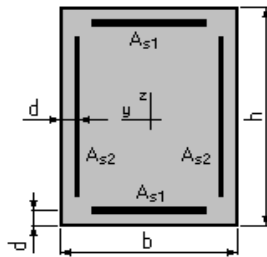
IV.2 ARMATURE HORIZONTALE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	0,00	1591,70	0,00
2.	ELS	0,00	1183,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 96,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12,8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 300,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 3,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M_y = 1591,70 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,60$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 291,3$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 0,00 (kN)** **M_y = 1183,50 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 21,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 47,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 126,6$ (MPa)

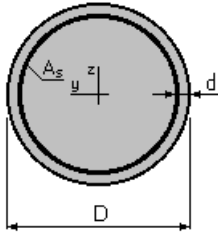
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

V. VERIFICATION DE LA SECTION D'ACIER DES PIEUX :**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	3953,00	3418,60	0,00
2.	ELS	2097,00	1927,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s = 157,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s_{\min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s_{\max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,39 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 3953,00 (kN) M_y = 3418,60 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,15 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 53,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 87,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,90 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N^o 2: Type ELS N = 2097,00 (kN) M_y = 1927,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 51,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 91,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 178,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$