

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ETUDE ET CONCEPTION D'UN VIADUC
'V057' AU NIVEAU DU PK 56+995.50 AU PK
57+138.56 DE LA PENETRANTE DJENDJEN-EL
EULMA

Présenté par :

SOUIAD AIEMEN

REFADA IHEB

Encadré par :

Mr.TOUIOUI NAAMANE

Co-encadré par :

Mr.BENREDOUANE MOUSTAPHA

Promotion 2019 /2020

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 TOUIOUI NAAMAN pour son encadrement, à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadreur Mr. BENREDOUANE MOUSTAPHA, et toutes les personnes de la SAPTAJIJEL pour avoir répondu à nos questions.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant les cinq ans 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 / *Dédicace*

أهدي هذا العمل المتواضع:

إلى أعز شخصين على قلبي و أهمم في حياتي أمي و أبي:

سويعد مسعود و بوعدة مسيكة

إلى أخواتي الغاليات وجميع أفراد عائلتي من قريب ومن بعيد

إلى عائلتي الثانية المتمثلة في أصدقائي الأعزاء خاصة:

ناصر, ياسين , نصر الدين, صلاح الدين, فرحات

إلى كل رفاق الدراسة فالمدرسة الوطنية للأشغال العمومية وأخص

بالذكر دفعة 2017-2020

سويعد أيمن



إهداء / Dédicace

{ بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ }

(وَلَا تَقُولَنَّ لِشَيْءٍ إِنِّي فَاعِلٌ ذَلِكَ غَدًا ○ إِلَّا أَنْ يَشَاءَ اللَّهُ وَادْخُرْ رَبَّكَ إِذَا نَسِيتَ وَقُلْ عَسَى أَنْ يَهْدِيَنِّي رَبِّي لِأَقْرَبَ مِنْ هَذَا رَشَدًا)

[سورة الكهف: 23، 24]

الحمد لله الذي تتمّ بنعمته الصالحات وما توفيقني إلا بالله عليه توكلت

إلى من كلفه الله بالهبة و الوقار... إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل اسمه بكل افتخار.. أرجو من الله ان يمد في عمرك لترى ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار و ستبقى كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم و في الغد و الى الابد... والدي العزيز

إلى من شقيت لنسعد، إلى ملاكي فالحياة الى معنى الحب والحنان الى بسمه الحياة و سر الوجود الى من كان دعائها سر نجاحي ... أمي الغالية

إلى أختي و رفقاء دربي في هذه الحياة، الى من أرى التفاؤل بعينهم و السعادة في ضحكتهم... في نهاية مشواري هذا أريد أن أشكرهم على حسن جوارهم... إلى من تطلعوا لنجاحي بنظرات الأمل إلى أولاد أعمامي و عماتي، وفقكم الله لكل ما يحب ويرضى

إلى عائلتي الكبيرة أجدادي و جداتي... إلى أعمامي و عماتي... إلى أخوالي و خالاتي شكرا لكم جميعا

إلى الأخوة والأخوات، إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى سعدت... إلى من كانوا معي على طريق النجاح و الخير... إلى من عرفت كيف أجدهم و من معهم علموني أن لأضييعهم... أصدقائي

إلى كل من علمني ولو حرفا واحدا، إلى كل أساتذتي... شكرا

بسببكم أنا هنا وأنا هذا وأنا ما أنا عليه الآن، أهدي إليكم هذا العمل المتواضع وعسى أن أرد جميلكم ولوبقليل .

رفادة إيهاب

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc à travées multiples situé à la commune Tassadane Haddada, la commune intermédiaire entre les wilayas de Jijel, Mila et Sétif, dans le cadre de la réalisation de la liaison Autoroutière reliant le Port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Nous avons entamé notre travail par une étude bibliographique sur la réhabilitation et le renforcement des poutres, puis on est passé à l'objectif principale cela comprend le choix de la variante la plus adéquate, le pré-dimensionnement et l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que l'étude de l'hourdis et les équipements, enfin la conception et le dimensionnement de l'infrastructure.

Mots clés : viaduc, travées multiples, poutres, conception, précontrainte, infrastructure.

Abstract:

The purpose of this work is the design and study of a multi-span viaduct located in the commune Tassadane Haddada, the intermediate commune between the cities Jijel, Mila and Sétif, as part of the motorway link that connects Djen Djen port to the East-West motorway at the level of El Eulma city.

We began our work by a bibliographic study on rehabilitation and reinforcement of beams, then we have moved on to the main objective this includes the choice of the most suitable variant, pre-sizing, evaluation of loads and overloads, the study of the prestressing as well as the study of the slab and the equipment, and finally the design and sizing of the infrastructure.

Key words: viaduct, multi-span, beams, design, the prestressed, infrastructure.

ملخص:

الهدف من هذا المشروع هو تصميم و دراسة جسر متعدد العارضات يقع في مدينة تاسعدات حدادة, المدينة الرابطة بين الولايات جيجل, ميلة, سطيف. في إطار انجاز الطريق الرابط بين ميناء جن جن والطريق السريع شرق-غرب على مستوى العلة.

بدأنا عملنا بدراسة بحثية حول إعادة تأهيل وتقوية الروافد, ثم انتقلنا إلى الهدف الأساسي وهو يشمل إختيار التصميم المناسب, التحجيم المسبق, تقييم مختلف الأحمال والأعباء, دراسة الإجهاد المسبق وكذلك دراسة المعدات و سطح الجسر, في الأخير تصميم و دراسة البنية التحتية.

كلمات مفتاحية: جسر, متعدد العارضات, الروافد, تصميم, الإجهاد المسبق, البنية التحتية.

Liste des abréviations

E_i	Module déformation instantané
E_v	Module déformation déferé
I_G	Inertie de la poutre par apport centre de gravité
h_t	Hauteur total
I_Δ	Inertie par apport à l'axe Δ
B_{nette}	Section nette
V	Distance entre centre de gravité de la section considéré et la fibre supérieur
V'	Distance entre centre de gravité de la section considéré et la fibre inférieur
e_0	Excentrement du câble d'enrobage
ρ	Rendement mécanique d'une section
f_{cj}	Résistance caractéristique a la compression du béton a J jours
f_{tj}	Résistance caractéristique a la traction du béton a J jours
f_{prg}	Contrainte de rupture garanti
f_{peg}	Contrainte minimale d'élasticité
α_1, α_2	Coefficient multiplicateur de système de charge A (L)
α	Paramètre de torsion
K_α	Coefficient de répartition transversale
A_p	Section d'un câble
G	Poids propre de tablier
L	Longueur d'une travée
P_I	Précontrainte minimale en section sous critique
P_{II}	Précontrainte minimale en section sur critique
σ_t	Contrainte de traction du béton
M_{min}	Moment minimal
M_{max}	Moment maximal
M_p	Moment due à la précontrainte
M_G	Moment sous poids propre
M_q	Moment sous exploitation

g	Recul d'ancrage
ρ_{1000}	Relaxation des câbles a 1000 heure
E_a	Module d'élasticité de l'acier de précontrainte
σ_{P0}	Contrainte à l' origine
P_0	Force exercé par un câble
P	Force exercé par tous les câbles
n	Nombre de câble
σ_{sup}	Contrainte dans la fibre supérieure de poutre
σ_{inf}	Contrainte dans la fibre inférieure de poutre
σ_{max}	Contrainte maximale de compression
σ_{min}	Contrainte minimale de traction
T_{max}	L'effort tranchant maximal
T_{min}	L'effort tranchant minimal
τ	Effort cisaillement
$\Delta\sigma_{frot}$	Perte due au frottement
$\Delta\sigma_{P0}$	Contrainte de tension a l'ancrage
$\Delta\sigma_{recul}$	Perte due au recul d'ancrage
$\Delta\sigma_{rac}$	Perte due au raccourcissement du béton
$\Delta\sigma_{inst}$	Perte instantanée
$\Delta\sigma_{relax}$	Perte due au relaxation des aciers
$\Delta\sigma_{défiré}$	Perte déferé de précontrainte
$\Delta\sigma_{flu}$	Perte due au fluage
ϵ_r	Retrait totale du béton
K_{flu}	Coefficient de fluage
τ_{red}	Contrainte tangentielle réduite
V_{red}	Effort tranchant réduite
M/S	Moment statique
b_n	Epaisseur nette de l'âme
T_G	Effort tranchant du poids propre

T_P	Effort tranchant due au précontrainte
Δl_{\max}	Déplacement total du au fluage retrait température
Δt	Déplacement du à la température
Δ_{flu}	Déplacement du au fluage
Δr	Déplacement du au retrait
θ	Rotation totale
θ_G	Rotation du au poids propre
θ_S	Rotation du au surcharge
θ_P	Rotation du au précontrainte
f_{tot}	Flèche total
f_G	Flèche due au poids propre
f_P	Flèche due au précontraint
f_c	Flèche de construction
σ_{ap}	Contrainte de compression de l'appareil d'appuis
T_N	Effort de cisaillement au niveau de frettage
K_{ad}	Coefficient de poussé
K_H	Coefficient d'accélération sismique horizontal
K_v	Coefficient d'accélération sismique vertical

LISTES DES FIGURES

Figure I-1:L'état de corrosion des armatures (Par carbonatation) sur une poutre en béton armé.	3
Figure I-2:Fissuration du béton d'une poutre due au gonflement des armatures.....	4
Figure I-3:Choc à cause des poids lourds hors gabarit contre l'intrados du pont.	4
Figure I-4:Appareil d'auscultation par ultrasons.....	7
Figure I-5:Scléromètre	7
Figure I-6 : Dégradation types 1;2 et 3	8
Figure I-7:Dégradation type 4	9
Figure I-8:Dégradation type 5	9
Figure I-9:Dégradation types 6 et 7	9
Figure I-10: Flèche longitudinale vers le bas en travée	10
Figure I-11:Dégradation types 1;2 et 3	10
Figure I-12:Dégradation type 4	10
Figure I-13:Dégradation type 5	10
Figure I-14:Dégradation type 6	11
Figure I-15:Renforcement des poutres par chemisage.....	12
Figure I-16:Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermite.....	13
Figure I-17:Renforcement par une Plaque de composite collée sur une poutre en BA.....	14
<hr/>	
Figure II-1:Tracé de la pénétrante autoroutière et le site de l'ouvrage	15
Figure II-2:Vue en plan de l'ouvrage	16
Figure II-3:Carte de zonage	18
<hr/>	
Figure III-1:Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise).....	20
Figure III-2:Répartition des travées	21
Figure III-3:Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre a entretoises.....	22
Figure III-4:Sens de variation courants de l'épaisseur des semelles.....	23
Figure III-5: Détails de la poutre (section sur culée) –variante1.....	23
Figure III-6: Détails de la poutre (section à mi- travée) –variante1.....	25
Figure III-7: Détails de la poutre (section sur pile) –variante1	25
Figure III-8: Détails de l'entretoise –variante1.....	25
Figure III-9:Coupe transversale–variante1.....	26
Figure III-10:Coupe longitudinale tablier –variant.....	26
Figure III-11:Construction en encorbellement schéma de principe.	27
Figure III-12:coupe transversale de voussoir courant -variante 2.	31
Figure III-13:coupe transversale de voussoir sur pile -variante 2.	31
Figure III-14:Coupe longitudinale tablier -variante 2.....	31
Figure III-15:Morphologie générale d'un pont à poutre.....	32
Figure III-16:Coupe longitudinale tablier -variante 3.....	37
Figure III-17:Détail de la poutre -variante 3-a	37
Figure III-18:Coupe transversale -variante 3-a	37
Figure III-19 : Détail de la poutre -variante 3-b (section d'about).....	38
Figure III-20:Détail de la poutre -variante 3-b (section mi- travée).....	38
Figure III-21 : Coupe transversale -variante 3-b	38

Figure IV-1:Équipements du tablier	45
Figure IV-2:Caractéristiques géométriques de la poutre.....	45
Figure IV-3:Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.	46
<hr/>	
Figure V-1:Vue en prescriptive de la poutre	51
Figure V-2:Section transversale de la poutre.....	51
Figure V-3:Dalette	52
Figure V-4:Corniche	53
Figure V-5:Disposition de système Bc sur le pont.....	56
Figure V-6:Disposition de système Bt sur le pont.....	56
Figure V-7: Système Br.....	57
Figure V-8:Disposition de système Mc120	58
Figure V-9:Convoi D240	59
<hr/>	
Figure VI-1:Le moment du a la charge permanente	61
Figure VI-2:Le moment du a la charge A(L).....	61
Figure VI-3:Disposition des charges du systèmes Bc.	62
Figure VI-4: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.....	63
Figure VI-5:Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à gauche de l'axe de la poutre.....	63
Figure VI-6 :Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$).....	65
Figure VI-7:Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse)	65
Figure VI-8:Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.25L$)	66
Figure VI-9:Disposition du convoi Br (pour la section $x=0.5 L$)	66
Figure VI-10:Disposition du convoi Br (pour la section $x=0.25L$)	67
Figure VI-11:Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.5L$)	67
Figure VI-12:Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.25L$)	68
Figure VI-13: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.5L$)	68
Figure VI-14:Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.....	69
Figure VI-15:Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L)	69
Figure VI-16: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$).....	70
Figure VI-17:Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.0L$)	71
Figure VI-18:Disposition du convoi Br (pour la section $x=0.0L$)	72
Figure VI-19:Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.0L$)	72
Figure VI-20:Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.0L$)	73
<hr/>	
Figure VII-1: La disposition des poutres.....	76
Figure VII-2: La poutre équivalente	77
Figure VII-3: Linges d'influence des poutres	79
Figure VII-4: Vue en 3D du tablier.....	84
Figure VII-5: Caractéristiques de la section des poutres.....	84
Figure VII-6:Charges permanentes du tablier	84
Figure VII-7:Surcharge A(l) 3 voie chargée.....	85
Figure VII-8: la surcharge Bc 1 voie chargée.....	86
Figure VII-9:: la surcharge Bc 2 voie chargée.....	86
Figure VII-10:: la surcharge Bc 3 voie chargée.....	86
Figure VII-11: La surcharge Bt 2 voie chargée.....	86

Figure VII-12:la surcharge Mc120	87
Figure VII-13:La surcharge D240.....	87
Figure VII-14: La surcharge D240excentré.....	87
Figure VII-15:Diagramme du moment fléchissant : poids propre de la poutre.....	89
Figure VII-16: moment fléchissant : CMB1.35(G+D240excnt)	89
Figure VII-17: l'effort tranchant : CMB 1.35(G+D240excnt)	89
Figure VII-18: moment fléchissant : CMB (G+D240excnt).....	90
Figure VII-19: l'effort tranchant: CMB (G+D240excnt).....	90
Figure VII-20:Poutre 'P1' la plus sollicité.....	90

Figure VIII-1:Schéma représente l'effet de la précontrainte (totale)	92
Figure VIII-2:Disposition des torons dans la poutre.....	98
Figure VIII-3:Diagramme relaxation.....	109
Figure VIII-4:Diagramme relaxation $\Delta\sigma_2$	110
Figure VIII-5:Section concernée pour le calcul du moment statique.....	115
Figure VIII-6:Diagramme des contraintes normales	119
Figure VIII-7:Charges sur la table de compression.....	122
Figure VIII-8:Plan de ferrailage de la poutre	123

Figure IX-1:Diagrammes du moment fléchissant.....	126
Figure IX-2:Déplacement totale (max+) de la poutre	128
Figure IX-3:Modèle du tablier en 3D.....	129
Figure IX-4:Dispositions des armatures dans une bande de 1 m de L'hourdis.....	130
Figure IX-5:Schéma représente le ferrailage transversale de l'hourdis.....	136
Figure IX-6:Schéma représente le ferrailage longitudinale de l'hourdis	136
Figure IX-7:La diffusion de la surcharge Br	136

Figure X-1 :Appareil d'appui en élastomère fretté (photos guide SETRA).....	138
Figure X-2:Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3.....	138
Figure X-3:Vue en plan de l'appareil d'appui.....	139
Figure X-4:Effort normale max sur l'appareil d'appui.....	141
Figure X-5:Effort de cisaillement max sur l'appareil d'appui.....	141
Figure X-6:Appareil d'appui en élastomère fretté	145
Figure X-7:Dimensions de l'appareil d'appui et de dé d'appui	145
Figure X-8:Ferrailage de dé d'appuis	146
Figure X-9:Joint de chaussée type -GPE.....	147

Figure XI-1:Séisme longitudinale	149
Figure XI-2:Séisme transversale.....	150
Figure XI-3: Modèle a tablier flexible pour un travée.....	158

Figure XII-1:Vue de face de la pile 1.....	164
Figure XII-2:Vue de profile (à coté) de la pile P01.....	164
Figure XII-3:Schéma statique du chevêtre	167

Figure XII-4:Diagramme du moment fléchissant a ELU	168
Figure XII-5:Diagramme du moment fléchissant a ELS	168
Figure XII-6:Diagramme de l'effort tranchant a ELU.....	168
Figure XII-7:Diagramme de l'effort tranchant a ELS	169
Figure XII-8: la torsion dans le chevêtre	172
Figure XII-9: Section de calcul pour la torsion	173
Figure XII-10:Coupe sur le ferrailage du chevêtre	175
Figure XII-11: Coupe 1 sur le plan de ferrailage du FUT.....	179
Figure XII-12:Coupe 2 sur le plan de ferrailage du FUT.....	179
Figure XII-13:Plan de disposition des pieux sous les deux semelles	182
Figure XII-14: plan de ferrailage de la semelle sous la pile	185
Figure XII-15:Plan de ferrailage de la nappe inferieure	186
Figure XII-16:Plan de ferrailage de la nappe supérieure.....	186
Figure XII-17:Coupe 1 sur le plan de ferrailage du PIEU.....	191
Figure XII-18:Coupe 2 sur le plan de ferrailage du PIEU.....	191

Figure XIII-1:Coupe transversale de la culée.....	193
Figure XIII-2:Coupe longitudinale de la culée	194
Figure XIII-3:Effort agissant sur le mur frontale.....	198
Figure XIII-4:Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève.....	201
Figure XIII-5: ferrailage de la culée	211
Figure XIII-6:Plan de disposition des pieux sous les deux semelles	212
Figure XIII-7:plan de ferrailage de la semelle sous la culée	215
Figure XIII-8:Plan de ferrailage de la nappe inferieure	216
Figure XIII-9:Plan de ferrailage de la nappe supérieure.....	216

LISTES DES TABLEAUX

Tableau III-1:les gammes de portée pour les Ponts en béton armé ou précontraint-----	20
Tableau III-2:les gammes de portée pour les ponts métalliques -----	20
Tableau III-3:Implantation des appuis de la 1er variante-----	22
Tableau III-4:pré dimensionnement des éléments de la variante.1 -----	24
Tableau III-5:Implantation des appuis de la 2em variante -----	28
Tableau III-6:pré dimensionnement des éléments de la variante.2 -----	29
Tableau III-7:Implantation des appuis de la 3em variante -----	33
Tableau III-8:pré dimensionnement des éléments de la variante.3-a -----	33
Tableau III-9:pré dimensionnement des éléments de la variante.3-b-----	35
Tableau III-10: les règles et les critères avec ces coefficients de l'analyse multicritères -----	39
Tableau III-11: les résultats de l'analyse multi critères. -----	42

Tableau IV-1:Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre -----	45
Tableau IV-2: Résultats caractéristiques poutre seul-----	46
Tableau IV-3:Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre et l'hourdis.-----	47
Tableau IV-4 : Résultats des caractéristiques poutre + hourdis-----	47
Tableau IV-5:Contrainte admissibles à la compression -----	48
Tableau IV-6:Contrainte limite de traction des armatures passives -----	50
Tableau IV-7:Acier des câbles de la précontrainte -----	50

Tableau V-1:Tableau récapitulatif des charges.-----	53
Tableau V-2: Valeurs de la charge A(l) -----	55
Tableau V-3: Valeurs des coefficients de majoration dynamique Système Bc -----	56
Tableau V-4:Valeurs des coefficients de majoration dynamique Système Bt -----	57
Tableau V-5::Valeur du coefficient de majoration dynamique système Br -----	57
Tableau V-6: Valeurs des efforts de freinage-----	58
Tableau V-7:Valeur du coefficient de majoration dynamique système Mc120-----	58

Tableau VI-1:Calcul des réactions RA et RB : -----	61
Tableau VI-2:Calcul du moment fléchissant du a Al-----	62
Tableau VI-3: Ordonnées des lignes d'influence du 1er cas de la charge Bc-----	63
Tableau VI-4:Ordonnées des lignes d'influence du 2em cas de la charge Bc -----	64
Tableau VI-5:Recherche de la section dangereuse C -----	64
Tableau VI-6:Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section x=0.25L)-----	65
Tableau VI-7:Le bilan des moments fléchissant-----	68
Tableau VI-8:Calcul de l'effort tranchant du a Al -----	70
Tableau VI-9:Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section x=0.0L) -----	70
Tableau VI-10:Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section x=0.25L)-----	71
Tableau VI-11:Le bilan des efforts tranchants-----	74

Tableau VII-1:Numérotation des poutres et ces positions actives. -----	76
Tableau VII-2:Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés -----	79
Tableau VII-3:Moments fléchissant pour chaque poutre-----	81

Tableau VII-4: Moment fléchissant(t.m) pour chaque poutre a ELU-----	82
Tableau VII-5: Moment fléchissant(t.m) pour chaque poutre a ELS-----	82
Tableau VII-6: Moment interne A ELU/ELS de la poutre la plus sollicité -----	83
Tableau VII-7: Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres -----	88
Tableau VII-8: Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS de la poutre la plus sollicitée-----	91

Tableau VIII-1: Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actifs -----	92
Tableau VIII-2 : Caractéristiques géométriques de la poutre (Chapitre 3) -----	93
Tableau VIII-3: Vérification des contraintes pour chaque étape -----	97
Tableau VIII-4: Centres de gravité des armatures actives -----	99
Tableau VIII-5: Caractéristiques géométriques de la section sans hourdis -----	99
Tableau VIII-6: Récapitulatif des caractéristiques géométriques -----	99
Tableau VIII-7: Caractéristiques géométriques de la section avec hourdis -----	100
Tableau VIII-8: Récapitulatif des caractéristiques géométriques -----	100
Tableau VIII-9: Vérification des contraintes normales -----	114
Tableau VIII-10: nouvelles caractéristiques de la section concernée -----	115
Tableau VIII-11: Vérification des contraintes tangentielles -----	115

Tableau IX-1: Calcul de la flèche due au poids propre -----	124
Tableau IX-2: Calcul de la flèche due aux surcharges -----	124
Tableau IX-3: Moments fléchissant transversaux (Mxx) à ELU de l'hourdis -----	129
Tableau IX-4: Moments fléchissant transversaux (Mxx) à ELS de l'hourdis -----	129
Tableau IX-5: ferrailage de la nappe inférieure -----	130
Tableau IX-6: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe inferieure -----	130
Tableau IX-7: Ferrailage transversale de la nappe supérieure -----	131
Tableau IX-8: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe superieure -----	132
Tableau IX-9: Moments fléchissant longitudinale (Myy) à ELU de l'hourdis -----	132
Tableau IX-10: Moments fléchissant longitudinale (Myy) à ELS de l'hourdis -----	133
Tableau IX-11: Ferrailage longitudinale de la nappe inferieure -----	133
Tableau IX-12: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe inferieure -----	134
Tableau IX-13: Ferrailage longitudinale de la nappe supérieure -----	134
Tableau IX-14: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe supérieure -----	135
Tableau IX-15 : Ferrailage de l'hourdis -----	135

Tableau XI-1: Récapitulatif sur les données de projet -----	161
Tableau XI-2: Raideur totale par appui -----	154
Tableau XI-3: Les paramétrées liée au spectre de réponse pour la composante horizontale. -----	154
Tableau XI-4: Raideur transversale pour chaque pile -----	156
Tableau XI-5: Les déplacements modales. -----	158
Tableau XI-6: Détermination de la période propre -----	159
Tableau XI-7: Les paramétrées liée au spectre de réponse pour la composante verticale. -----	159
Tableau XI-8: Effort sur chaque masse -----	160
Tableau XI-9: Les efforts sismiques -----	160
Tableau XI-10: Combinaison des efforts -----	161

Tableau XII-1:IMPLANTATION DES APPUIS-----	163
Tableau XII-2::Récapitulatif des charges verticales sur pile-----	165
Tableau XII-3:Réactions du aux combinaisons a ELU et a ELS -----	165
Tableau XII-4:Récapitulatif des charges horizontales-----	166
Tableau XII-5:Ferraillage supérieures (sur appui) -----	170
Tableau XII-6: Vérifications des contraintes a ELS-----	171
Tableau XII-7:Evaluation des efforts sur un seul fut -----	176
Tableau XII-8:Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut----	176
Tableau XII-9:Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max-----	177
Tableau XII-10:Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition normale) .-----	180
Tableau XII-11: Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition sismique) -----	180
Tableau XII-12:Sollicitations de la semelle sous les combinaisons maximales -----	181
Tableau XII-13:Les charges admissible du pieu -----	181
Tableau XII-14:Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison -----	183
Tableau XII-15:Vérification des pieux-----	183
Tableau XII-16:Paramètres de calcul-----	184
Tableau XII-17:Valeurs de σ_s pour les déférents combinaisons-----	184
Tableau XII-18: Calcul la section d'armatures -----	184
Tableau XII-19: les paramètres de WARNER-----	188
Tableau XII-20: Calcul du moment sur pieu-----	188
Tableau XII-21: Valeurs des moments en fonction de Z -----	188
Tableau XII-22:Vérification de l'effort tranchant en tête du pieu -----	189

Tableau XIII-1:Implantation des culées -----	192
Tableau XIII-2:Coefficient de poussé -----	195
Tableau XIII-3: Effort dû aux charges permanentes-----	195
Tableau XIII-4:Effort dû aux surcharges sur remblais-----	196
Tableau XIII-5:Effort dû aux surcharges d'exploitation-----	196
Tableau XIII-6:Effort dû aux charges sismiques -----	196
Tableau XIII-7: récapitulatif des efforts maximaux-----	197
Tableau XIII-8:récapitulatif des efforts maximaux sur le mur frontale -----	198
Tableau XIII-9: les valeurs de M_p/k -----	202
Tableau XIII-10: ferraillage verticale du mur garde grève -----	202
Tableau XIII-11:Vérification des contraintes à l'ELS-----	203
Tableau XIII-12:Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition-----	204
Tableau XIII-13:ferraillage longitudinal de la dalle de transition -----	204
Tableau XIII-14:Vérification des contraintes à l'ELS-----	205
Tableau XIII-15:ferraillage longitudinale de corbeau -----	206
Tableau XIII-16: Vérification des contraintes à l'ELS-----	207
Tableau XIII-17:ferraillage verticale du mur en retour -----	209
Tableau XIII-18: Vérification des contraintes à l'ELS-----	209
Tableau XIII-19:ferraillage horizontal du mur en retour -----	210
Tableau XIII-20:Vérification des contraintes à l'ELS-----	210
Tableau XIII-21:Les charges admissible du pieu-----	212
Tableau XIII-22:Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison -----	213
Tableau XIII-23: Vérification des pieux-----	213
Tableau XIII-24:Paramètres de calcul-----	214

Tableau XIII-25: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons	214
Tableau XIII-26: Calcul la section d'armatures	214
Tableau XIII-27: les paramètres de WARNER	229
Tableau XIII-28: Calcul du moment sur pieu	230

TABLE DES MATIERES

<i>Introduction générale</i> :-----	1
CHAPITRE I : REHABILITATION REHABILITATION ET/OU RENFORCEMENT DES POUTRES EN BETON ARME ET PRECONTRAIT	
I.1 INTRODUCTION :-----	2
I.2 LA REHABILITATION ET/OU RENFORCEMENT-----	2
I.2.1 DEFINITION -----	2
I.2.2 LES PRINCIPALES CAUSES DE LA DEGRADATION DU BA/BP-----	2
I.3 DIAGNOSTIC DES DEGRADATIONS-----	5
I.3.1 ANALYSE DES DOCUMENTS EXISTANTS-----	6
I.3.2 LES INVESTIGATIONS SUR SITE-----	6
I.4 EXEMPLES DES DEGRADATIONS OBSERVEES SUR LES PONTS A POUTRES PRECONTRAITES--	8
I.4.1 CAS DES PONTS À POUTRES À FILS ADHÉRENTS (TYPE PRAD)-----	8
I.4.2 CAS DES PONTS À POUTRES DE TYPE VIPP-----	10
I.5 LES METHODES DE REHABILITATION-----	11
I.5.1 TRAITEMENT DES FISSURES-----	11
I.5.2 AUGMENTATION DE LA HAUTEUR UTILE DE LA SECTION (CHEMSIAGE)-----	12
I.5.3 LE BÉTON PROJETÉ-----	12
I.5.4 LES PLAQUES MÉTALIQUES-----	13
I.5.5 ADJONCTION DE MATERIAUX COMPOSITES-----	13
I.6 CONCLUSION-----	14
CHAPITRE II :PRESENTATION DE PROJET	
II.1 PRESENTATION DU SITE DE PROJET -----	15
II.2 DONNEES DE L'OUVRAGE-----	15
II.2.1 DONNEES FONCTIONNELLES -----	15
II.2.2 DONNEES NATURELLES-----	17
II.2.3 DONNEES SISMOLOGIQUES -----	18
CHAPITRE III :CONCEPTION GENERALE	
III.1 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : -----	19
III.2 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE -----	19
III.3 CONCEPTION DU TABLIER :-----	19
III.3.1 PROPOSITION DES VARIANTES :-----	19
III.3.2 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)-----	20
III.3.3 VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive.-----	27
III.3.4 VARIANTE N°3 : Pont à poutres précontraintes préfabriquées.-----	31

III.3.5	ANALYSE MULTICRITERES	39
CHAPITRE IV :CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX		
IV.1	MODELES DE CALCUL :	44
IV.2	CARATERISTIQUES DE TABLIER	44
IV.2.1	EQUIPEMENTS DU TABLEIR :	44
IV.2.2	DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	45
IV.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	47
IV.3.1	BETON.	47
IV.3.2	ACIER	49
CHAPITRE V :CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES		
V.1	LES CHARGES	51
V.2	EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES	51
V.2.1	LES ELEMENTS PORTEURS (CHARGE PERMANENTE CP)	51
V.2.2	COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)	52
V.3	EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC	53
V.3.1	CHARGE A CONSIDERER	53
V.3.2	LARGEUR ROULABLE, LARGEUR CHARGEABLE, NOMBRE DE VOIES ET LARGEUR D'UNE VOIE	53
V.3.3	SYSTEME DE CHARGE A(L)	54
V.3.4	SYSTEME DE CHARGE B	55
V.3.5	EFFORTS DE FREINAGE	57
V.3.6	CHARGE MILITAIRE MC120	58
V.3.7	CONVOI EXCEPTIONNEL D240	59
V.4	EVALUATION DES CHARGES HORS TRAFIC	59
V.4.1	ACTIONS THERMIQUES	59
V.4.2	ACTION DE VENT.	60
V.4.3	ACTION SISMIQUE	60
CHAPITRE VI :LES EFFORTS LONGITUDINAUX		
VI.1	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	61
VI.1.1	CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT DÛ À LA CHARGE PERMANENTE	61
VI.1.2	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE A(L)	61
VI.1.3	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Bc	62
VI.1.4	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA CHARGE Bt	65
VI.1.5	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Br	66
VI.1.6	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Mc120	67
VI.1.7	CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE D240	68

VI.2	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	69
VI.2.1	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA CHARGE PERMANENTE	69
VI.2.2	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE A(L)	69
VI.2.3	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Bc	70
VI.2.4	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Bt	71
VI.2.5	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Br	72
VI.2.6	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Mc120	72
VI.2.7	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE D240	73

CHAPITRE VII :LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1	INTRODUCTION	75
VII.2	LA METHODE DE GUYON-MASSONET	75
VII.2.1	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	75
VII.2.2	CALCUL LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT	78
VII.3	MODELISATION DU TABLIER	83
VII.3.1	PRESENTATION DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS	83
VII.3.2	MODELISATION DE LA STRUCTURE	83
VII.3.3	AFFECTATION DES CHARGES	84
VII.3.4	ELEMENTS DE REDUCTION	88
VII.3.5	CONCLUSION :	91

CHAPITRE VIII :ETUDE DE LA PRECONTRAITE

VIII.1	INTRODUCTION	92
VIII.1.1	PRINCIPE DE LA PRECONTRAITE	92
VIII.1.2	MODES DE PRECONTRAITE	92
VIII.1.3	CHOIX DU PROCÉDÉ	92
VIII.2	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE	92
VIII.2.1	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANQUES DES ARMATURES ACTIFS	92
VIII.2.2	RAPPEL SUR LES CARACTERISTIQUES	93
VIII.2.3	VERIFICATION DE SECTION	93
VIII.2.4	DETERMINATION DE NOMBRE DES TORONS	94
VIII.2.5	VERIFICATION DES CONTRAINTES LORS LA MISE EN TENSION	95
VIII.3	TRACE ET DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES TORONS	97
	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION	99
VIII.4	CALCUL DES PERTES	100
VIII.4.1	PERTES INSTANTANÉES A LA MISE EN TENSION	101
VIII.4.2	PERTES ENTRE MISE EN TENSION ET MISE EN PRECONTRAITE	101
VIII.4.3	PERTES DE TENSION À LA MISE EN PRECONTRAITE DE LA POUTRE	102

VIII.4.4 PERTES DIFFÉRÉES	104
VIII.4.5 CONCLUSION :	112
VIII.5 VEREFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	112
VIII.6 VEREFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	114
VIII.7 VERIFICATION A LA RUPTURE	116
VIII.7.1 SECURITE A LA RUPTURE SOUS LA FLEXION	116
VIII.7.2 SECURITE A LA RUPTURE SOUS L'EFFORT TRANCHANT	117
VIII.7.3 VERIFICATION DE L'INCLINAISON DES BIELLES	118
VIII.8 CALCUL DES ARMATURES PASSIVES	118
VIII.8.1 ARMATURES LONGITUDINALES	119
VIII.8.2 ARMATURES LONGITUDINALES DE PEAU	120
VIII.8.3 MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES	120
VIII.8.4 CADRES POUR TALON	121
VIII.8.5 ARMATURES SUPERIEURS DE LA TABLE DE COMPRESSION	121
VIII.8.6 PLAN DE FERRAILLAGE	123

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

IX.1 CALCUL DES DEFORMATIONS	124
IX.1.1 INTRODUCTION	124
IX.1.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES	124
IX.1.3 FLECHE DUE AUX SURCHARGES	124
IX.1.4 FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTTE	124
IX.1.5 FLECHE DE CONSTRUCTION	126
IX.1.6 FLECHE DE TOTALE	126
IX.2 CALCUL DES ROTATIONS	126
IX.2.1 ROTATION SOUS LE POIDS PROPRE	126
IX.2.2 ROTATION SOUS LA SURCHARGE D_{240}	127
IX.2.3 ROTATION SOUS LA PRECONTRAINTTE	127
IX.2.4 ROTATION TOTALE	127
IX.3 CALCUL DES DEPLACEMENTS	127
IX.3.1 DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUIS	127
IX.3.2 DEPLACEMENT DU AU RETRAIT	127
IX.3.3 DEPLACEMENT DU AU FLUAGE	128
IX.3.4 DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE TEMPERATURE	128
IX.3.5 DEPLACEMENT TOTAL	128
IX.4 ETUDE DE L'HOURLDIS	128
IX.4.1 INTRODUCTION	128

IX.4.2	ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE	129
IX.4.3	ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE	132
IX.4.4	RECAPITULATIVE SUR LE FERRAILLAGE DE LA DALLE	135
IX.4.5	VERIFICATION DU POINÇONNEMENT	136
CHAPITRE X :CALCUL DES EQUIPEMENT		
X.1	APPAREILS D'APPUI	138
X.1.1	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	138
X.1.2	EFFORTS HORIZONTAUX	140
X.1.3	VERIFICATION DES CONTRAINTES	141
X.1.4	DIMENSIONNEMENT DES FRETTEES	144
X.2	LES DES D'APPUI	145
X.2.1	DIMENSIONS DU DÉ D'APPUIS	145
X.2.2	FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI	145
X.3	JOINT DE CHAUSSEE	146
X.3.1	CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE	146
CHAPITRE XI :ETUDE DYNAMIQUE		
XI.1	INTRODUCTION	148
XI.2	ANALYSE SISMIQUE DU PONT	148
XI.2.1	METHODE DE CALCUL	148
XI.2.2	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	148
XI.3	APPLICATION SUR NOTRE OUVRAGE	151
XI.3.1	DONNÉE DE PROJET	151
XI.3.2	SOLLICITATION SISMIQUE LONGITUDINALE	152
XI.3.3	SOLLICITATION SISMIQUE TRANSVERSALE	155
XI.3.4	SOLLICITATION SISMIQUE VERTICALE	157
XI.3.5	RESUME SUR LES CHARGES SISMIQUES PROVENANT DU TABLIER	160
XI.3.6	COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	160
CHAPITRE XII :ETUDE DE LA PILE		
XII.1	INTRODUCTION	162
XII.2	CONCEPTION DE LA PILE	162
XII.2.1	LA FORME DES PILLES	162
XII.2.2	PREDEMENSINEMENT DES ELEMENTS DE LA PILE	162
XII.2.3	IMPLANTATION DES APPUIS	163
XII.2.4	PILE PRIS EN CONSIDERATION DANS LE CALCUL	163
XII.3	EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE	165
XII.3.1	EVALUATION DES CHARGES VERTICALES SUR LA PILE	165

XII.3.2 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES SUR LA PILE -----	165
XII.4 STABILITE VIS-A-VIS LE GLISSEMENT-----	166
XII.4.1 CONDITION NORMALE-----	166
XII.4.2 CONDITION SISMIQUE -----	166
XII.4.3 EN PRESENCE DE VENT -----	166
XII.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE -----	167
XII.5.1 LE CHEVETRE -----	167
XII.5.2 LES FUTS-----	175
XII.5.3 LES FONDATIONS-----	180
CHAPITRE XIII :ETUDE DE LA CULEE	
XIII.1 INTRODUCTION -----	192
XIII.2 CONCEPTION DE LA CULEE-----	192
XIII.2.1 LE CHOIX DU TYPE DE LA CULEE-----	192
XIII.2.2 IMPLANTATION DES CULEES-----	192
XIII.2.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE -----	192
XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE -----	194
XIII.3.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE Kad-----	194
XIII.3.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS -----	195
XIII.4 ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE -----	197
XIII.4.1 MUR FRONTALE-----	197
XIII.4.2 MUR GARDE GREVE-----	200
XIII.4.3 DALLE DE TRANSITION-----	203
XIII.4.4 CORBEAU -----	206
XIII.4.5 MUR EN RETOUR -----	208
XIII.4.6 LES FONDATIONS -----	211
<i>CONCLUSION GENERALE</i> -----	221
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</i> -----	222
<i>ANNEXES</i> -----	

Introduction générale :

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de prédimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

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 :REHABILITATION ET/OU RENFORCEMENT DES POUTRES

I.1 INTRODUCTION :

Le béton armé est un matériau de construction largement utilisé depuis plus d'un siècle, aussi bien dans le domaine du génie civil que dans les autres domaines, tels que le bâtiment et l'hydraulique. La durabilité de ce matériau repose sur plusieurs facteurs tels que la formulation et choix des matériaux, les conditions de mise en œuvre, le respect des dispositions constructives, les conditions climatiques, etc....

La plupart des ouvrages d'art (ponts) en ALGERIE sont été réalisés en béton armé et précontraint, ils subissent, au cours de leur vie de service, des dégradations plus ou moins importantes, d'ordre structurel, fonctionnel ou esthétiques.Par conséquent, leur exploitation, pérennité est remise en cause, D'où la nécessité de procéder à une réhabilitation et/ou un renforcement selon le cas. Ces dégradations sont dues principalement aux agents extérieurs (température, embruns salin, vapeur d'eau chargée de chlore, etc...), corrosion des barres d'acier du ferrailage, le non-respect des dispositions constructives (par exemple mauvais enrobage), modification dans le sens défavorable des charges d'exploitation, dimensionnement inadéquat, un choc, etc... .

I.2 LA REHABILITATION ET/OU RENFORCEMENT

I.2.1 DEFINITION

La réhabilitation structurale consiste à remettre la structure à son état initial (réparation), par contre, le renforcement, consiste à rehausser les performances de la structure en termes de résistance ou autres. La réhabilitation et/ ou renforcement peuvent concerner la structure dans sa globalité ou seulement une partie

I.2.2 LES PRINCIPALES CAUSES DE LA DEGRADATION DU BA/BP

Les causes de désordre affectant les éléments structuraux sont nombreuses, on citera ci-dessous les principales :

a) DÉGRADATION DES MATÉRIAUX

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants :

✓ Réaction Alcalis-Granulats : “ (Holcim -2012) (Suisse) SA”

La réaction alcalis-granulats, communément appelée RAG est un mécanisme d'endommagement affectant sur le long terme la durabilité des ouvrages en béton. Les désordres apparaissent après quelques dizaines d'années sous la forme de fissuration en réseaux caractéristiques. Les propriétés mécaniques peuvent se voir ainsi diminuer de 30 à 50%. Ces désordres sont déclenchés par des granulats chimiquement instables au contact de la solution interstitielle alcaline du béton. Il résulte de cette attaque chimique du granulat, désigné ici comme alcali-réactif, la formation d'un gel expansif, lequel s'est formé de l'eau provenant de

l'humidité du béton. On constate, ainsi macroscopiquement un gonflement du béton, et une destruction de sa structure. Trois conditions doivent être simultanément remplies pour qu'une réaction RAG se produise : un granulat réactif, des alcalis, un béton suffisamment humide. L'absence d'un seul de ces facteurs empêche le développement de la RAG.

✓ **Carbonatation :**

La carbonatation est l'un des facteurs principaux de détérioration des structures en béton armé exposées à un atmosphère agressive, et plus encore pour les structures exposées à de fortes concentrations de dioxyde de carbone comme les ouvrages urbains. Ce gaz pénètre dans le béton par le réseau poreux ou fissuré.

Le dioxyde de carbone se dissout dans l'eau pour former un acide faible (H_2CO_3) qui réagit avec la majorité des hydrates du ciment :



Figure I-1: L'état de corrosion des armatures (Par carbonatation) sur une poutre en béton armé.

✓ **Action des cycles de gel-dégel :**

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures. La dégradation par gel-dégel du béton est amplifiée par les chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace. Les nombreux cycles de gel/dégel provoquent des déplacements d'eau dans le réseau poreux qui causent des pressions internes nuisibles à l'intégrité structurale des ouvrages d'arts.

✓ **Retrait du béton :**

Au cours d'une absorption d'eau (ré humidification) ou d'une désorption (séchage), le matériau subit une variation dimensionnelle, qui peut être un gonflement ou une déformation de retrait. Les trois principaux types de retrait sont :

- Le retrait plastique, qui peut affecter le béton au très jeune âge et qui est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface.
- Le retrait endogène, lié au processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment.
- Le retrait de dessiccation causé par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur.

- Le retrait thermique qui se manifeste suite à une variation de température importante qui se manifeste dans les bétons de masse, tel qu'un barrage ou un radier important.

✓ **Corrosion des armatures métalliques :**

La corrosion de l'acier dans le béton est un phénomène largement répandu au niveau des ouvrages en béton armé. Les causes principales de la corrosion sont l'infiltration des eaux, l'enrobage insuffisant et/ou non adéquat au milieu extérieur et la porosité du béton. La corrosion est un processus électrochimique naturel, lié à la tendance partagée par tous les métaux de revenir à leur état naturel de minerai. La surface de l'acier se corrodant fonctionne comme une électrode mixte formée d'anodes et de cathodes reliées électriquement par le corps de l'acier lui-même, alors siège de réactions parallèles et simultanées. L'eau interstitielle dans le béton fonctionne comme un complexe électrolytique.

Des études faites à travers le monde montrent qu'au-delà de 80% des dégradations du béton armé sont provoquées par la corrosion des armatures.



Figure I-2:Fissuration du béton d'une poutre due au gonflement des armatures.

✓ **Chocs :**

Les désordres induits par l'exploitation d'un ouvrage constituent une cause non négligeable de dégradation du béton. Il s'agit le plus souvent d'action accidentelle de type mécanique qui se concrétise par des chocs. Les chocs les plus fréquents sont ceux des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts. Ils peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton, voir même des ruptures d'acier.



Figure I-3:Choc à cause des poids lourds hors gabarit contre l'intrados du pont.

✓ **L'incendie :**

Le béton est incombustible et conduit relativement mal la chaleur. Il présente donc de bonnes propriétés isolantes pour un sinistre d'importance moyenne. Toutefois, si l'incendie se prolonge ou si la température est trop élevée, divers phénomènes peuvent se produire :

- Pertes des caractéristiques mécaniques du liant ;
- Dilatation des agrégats, entraînant la fissuration du béton ;
- Diminution des caractéristiques mécaniques des aciers.

b) ERREURS DE CONCEPTION ET/OU D'EXÉCUTION

Les erreurs d'exécution et/ou de conception qui sont susceptibles de justifier une intervention au niveau des poutres portent sur :

- Les imperfections de coffrage (planéité ; dimensions ; étanchéité) ;
- Les défauts de bétonnage (ségrégation ; nids de poules; etc...) ;
- Les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage (disposition du ferrailage non respectée ; décoffrage prématuré) ;
- Mauvais matériaux

c) ACCROISSEMENT DES CHARGES SOLLICITANT LA STRUCTURE

- Changement d'usage de l'ouvrage (accéder au passage d'un convoi militaire sur pont , utilisation domestique à une utilisation publique etc...) ;
- Augmentation du niveau d'activité sur l'ouvrage (ex : anciens ponts soumis à un trafic actuel).

d) RÉNOVATION DES STRUCTURES ANCIENNES

- La rénovation apporte de nouvelles charges, donc de nouvelles sollicitations non considérées dans les calculs initiaux de l'ouvrage .
- Incompatibilité entre les résistances mécaniques des matériaux utilisés lors de la réalisation et les matériaux servant rénovation de l'ouvrage.
- Ignorance des insuffisances des méthodes de calcul utilisée lors de la conception, et par conséquent les limites qu'on devra pas dépasser pour des structures calculées durant une époque donnée.

I.3 DIAGNOSTIC DES DEGRADATIONS

Le diagnostic d'un ouvrage est donc une étape importante dans le processus de sa réhabilitation. Il permet avant tout de se prononcer sur son état de santé et de recenser les pathologies apparues ainsi que leurs ampleurs.

Le déroulement du diagnostic comporte deux phases :

- Analyse des documents existants .

- Investigations sur site .

I.3.1 ANALYSE DES DOCUMENTS EXISTANTS

Cette phase est primordiale pour préparer au mieux la mission diagnostic. L'analyse des documents existants, c'est-à-dire, l'analyse du dossier technique de l'ouvrage. Il faut demander au maître de l'ouvrage le maximum d'informations, tels que les notes de calcul, le rapport de sol, les plans d'exécution, cahier de chantier (suivi des travaux), éventuels rapports d'expertise, etc...

Cette phase servira entre autres à :

Connaître le type d'ouvrage sur lequel on va réaliser le diagnostic et l'environnement dans lequel il se trouve ;

Relever les principales dimensions de l'ouvrage et ses matériaux constitutifs.

Dans le cas où les archives relatives au projet ne sont pas conservées, il y a lieu, de reconstituer au moins certains plans nécessaires au diagnostic et au dossier de réhabilitation / renforcement.

I.3.2 LES INVESTIGATIONS SUR SITE

Les investigations sont classées en deux catégories :

✓ Investigations non destructives :

Le principe des investigations non destructives réside dans le fait qu'on ne touche pas directement à l'intégrité de la structure. Pour les ouvrages en béton armé, il existe différentes méthodes permettant d'effectuer ce genre d'essais.

a) Relevé visuel :

Le relevé visuel des désordres, des différentes pathologies observées, erreurs de conception flagrantes, et autres. Dans un premier temps, il s'agit d'identifier l'ouvrage, type de structure (pont à poutres préfabriquées, pont isostatique ou non, etc...). Un programme d'investigation complémentaire pourra être envisagé pour affiner le diagnostic.

Quel que soit leur origine, ces informations doivent être utilisées avec prudence, et surtout pas comme des données de base du diagnostic. Ces informations sont obtenues par :

- Prises de photos.
- Identification et localisation des zones fortement dégradées.

b) L'analyse du ferrailage :

Essais sur site, non destructif, permettant la reconnaissance du ferrailage existant (position et enrobage), réalisé à l'aide d'un appareil appelé « Pachomètre ou Profomètre ».

- Le pachomètre : Sert à déterminer la position des armatures dans le béton ;
- Le profomètre : Utilisé pour la détermination précise de la position et du diamètre des armatures dans le béton.

c) L'auscultation sonique :

Essais sur site, non destructif, permettant l'estimation de la résistance du béton et de détecter la présence éventuelle de microfissures internes. Le principe de fonctionnement est basé sur la corrélation entre la résistance, la vitesse du son VL, la compression Rc, et le module d'élasticité.



Figure I-4:Appareil d'auscultation par ultrasons

d) L'auscultation du béton par le scléromètre :

Cet instrument relativement simple à l'origine, permet d'estimer la résistance du béton, mesure la dureté superficielle du béton par rebondissement d'une masselotte.

Il est nécessaire de procéder à une quinzaine d'essais sur chaque zone testée pour déduire une valeur moyenne représentative.



Figure I-5:Scléromètre

✓ Investigations destructives :

Suite à une campagne d'investigations non-destructives et après analyse des résultats, une éventuelle deuxième étape d'investigation est nécessaire afin d'approfondir certaines choses et/ou confirmer certaines autres choses. On procède à des prélèvements afin de déterminer la nature des matériaux présents, leurs caractéristiques mécaniques et chimiques ainsi que leur état d'altération.

a) Test à la carbonatation :

Il consiste à pulvériser un colorant sensible au pH (solution de phénolphthaléine) sur une coupe fraîche de béton (échantillon prélevé). La partie non colorée indiquant la zone carbonatée (pH < 9).

b) Carottage :

Le prélèvement de carotte a comme but de faire des analyses en laboratoire. Ces examens peuvent être demandés en vue de :

- Essais d'écrasement en laboratoire ;
- Essais à Ultra-sons sur les éprouvettes ;
- Examen pétrographique pour identification des agrégats, homogénéité du béton, profondeur de carbonations, répartition des fissures.
- Analyse chimique.
- Essais physico – mécanique : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.

c) Prélèvement d'acier :

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des barres d'acier constituant le ferrailage de l'élément expertisé, on dans le cas où les données (archives) n'existent pas ou on veut affirmer certains choses concernant les armatures de ferrailage, on procède à un prélèvement d'un bout d'une barre d'acier.

Les essais se feront en laboratoire de matériaux (essai de traction et autres...).

d) Mesure du potentiel de corrosion :

Mesure permettent de déterminer la probabilité de corrosion des armatures..

I.4 EXEMPLES DES DEGRADATIONS OBSERVEES SUR LES PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES

Les différents types des dégradations sont illustrés sur les figures ci-dessous ,et on affecte à chaque type une cause probable.

I.4.1 CAS DES PONTS À POUTRES À FILS ADHÉRENTS (TYPE PRAD)

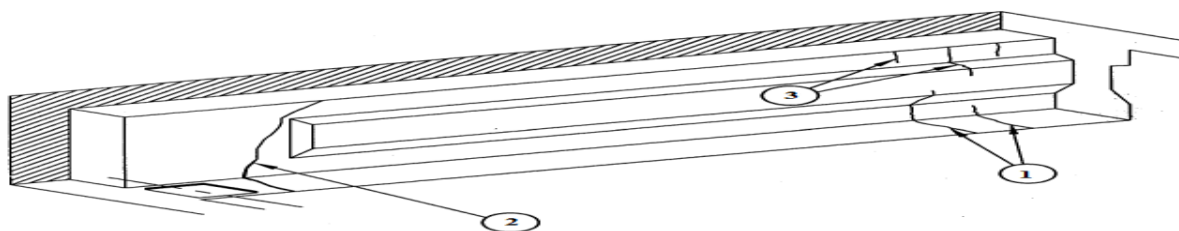


Figure I-6 : Dégradation types 1;2 et 3

Type 1 : Fissures de flexion.

Type 2 : Fissures d'effort tranchant.

Type 3 : Fissures dues à un excès de précontrainte non compensé par le poids propre avant le coulage du hourdis.

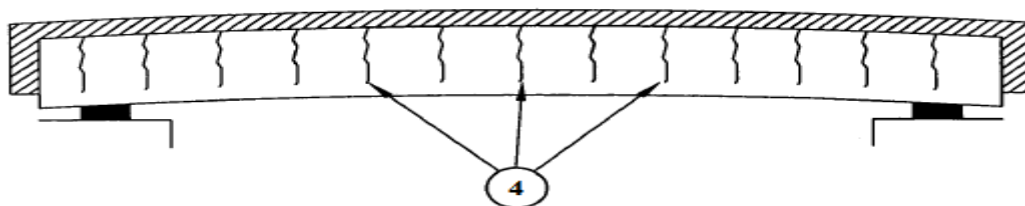


Figure I-7: Dégradation type 4

Type 4 : Fissures dues à un retrait du béton gêné par les coffrages, accentué par un étuvage excessif et/ou une mise en précontrainte tardive.

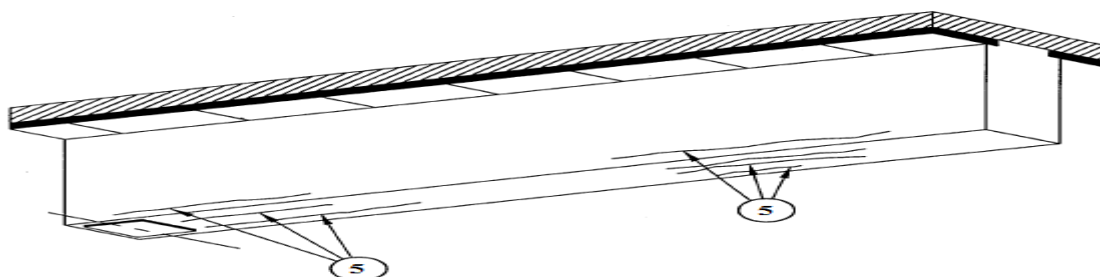


Figure I-8: Dégradation type 5

Type 5 : Fissures dues à plusieurs causes possibles :

- Mise en précontrainte sur un béton trop jeune ;
- Insuffisance d'aciers pour couvrir les efforts d'éclatement aux abouts ;
- Corrosion des armatures.

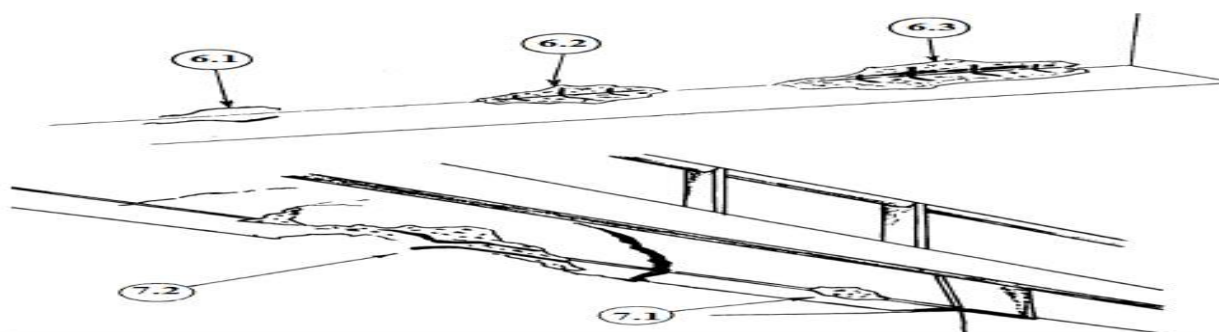


Figure I-9: Dégradation types 6 et 7

Type 6 : Eclatement du béton d'enrobage dû à l'oxydation des armatures longitudinales dans les angles.

Type 7 : Chocs d'un camion poids lourd (PL) (peut nécessiter le remplacement de la poutre).

I.4.2 CAS DES PONTS À POUTRES DE TYPE VIPP

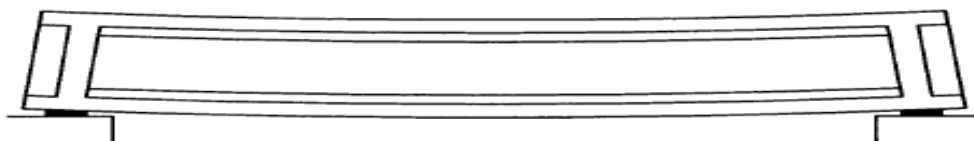


Figure I-10: Flèche longitudinale vers le bas en travée

La cause probable : Insuffisance de précontrainte et/ou sollicitations plus importantes que prévues.

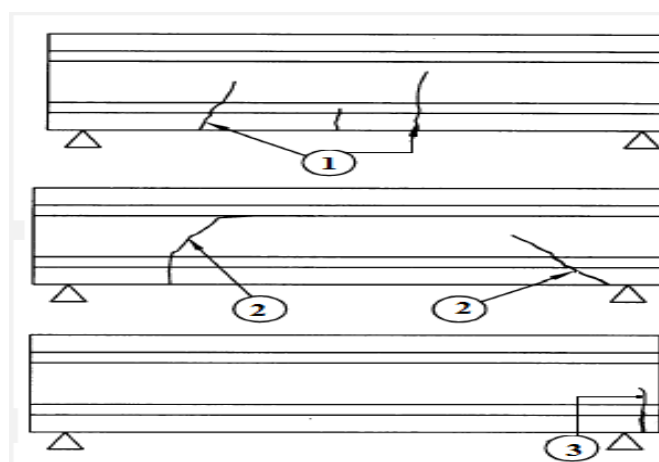


Figure I-11: Dégradation types 1;2 et 3

Type 1 : Fissure de flexion.

Type 2 : Fissure d'effort tranchant.

Type 3 : Fissures dues à un mauvais positionnement de l'appareil d'appui.

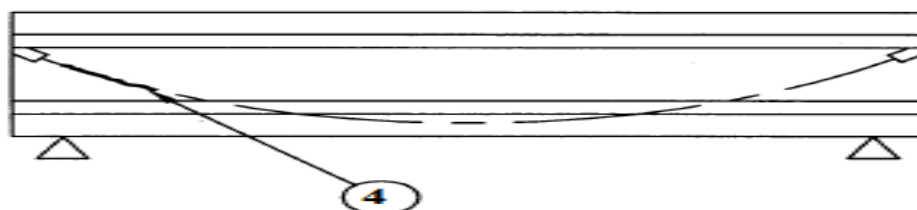


Figure I-12: Dégradation type 4

Type 4 : Fissures dues à des contraintes de traction excessives à la mise en tension des câbles liées à une insuffisance d'armatures de diffusion des efforts de précontrainte.



Figure I-13: Dégradation type 5

Type 5 : Fissures dûes à plusieurs causes possibles :

- Cadres du talon insuffisants.
- Gel de l'eau dans les gaines à l'hiver.
- Pression d'injection excessive.
- Poussée due à l'expansion de la rouille des armatures passives.

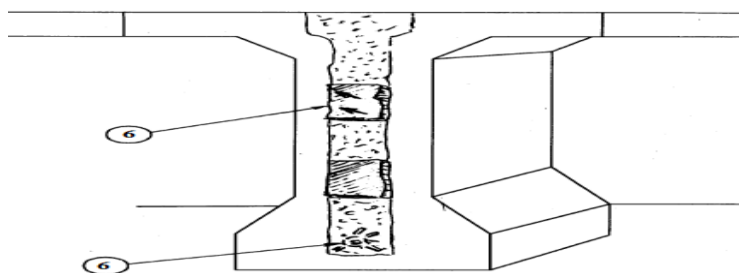


Figure I-14: Dégradation type 6

Type 6 : Décollements des cachetages des ancrages de précontrainte.

I.5 LES METHODES DE REHABILITATION:

I.5.1 TRAITEMENT DES FISSURES:

Il existe plusieurs techniques de traitement des fissures. Le choix de la technique se fait en fonction des caractéristiques de la fissure à traiter : ouverture des lèvres (microfissures, fissures fines, fissures moyenne), profondeur, activité (ouvertes, fermées, mortes, active), tracé du schéma de fissuration , géométrie de l'élément, exposition aux intempéries (fissures sèches, humides, saturées, ruisselantes). Parmi ces techniques on cite :

Injection de produit : elle consiste à faire pénétrer dans la fissure un produit créant une continuité mécanique ou une étanchéité entre les parties disjointes. Cette technique s'applique à des fissures dont l'ouverture est au moins comprise entre 0.1 et 0.2 mm. L'injection par un produit souple permet son adaptation aux mouvements générés par les variations thermiques et hygrothermiques. L'injection par un produit rigide permet d'assurer la continuité de la matière. Au préalable, on procède au **cachetage** des fissures provisoirement afin de contenir le liquide injecté dans la fissure jusqu'à sa prise.

Calfeutrement : il a pour objectif de colmater définitivement et en profondeur une fissure au moyen d'un produit souple (mastic ou mortier déposé dans une engravure créée le long de la fissure) afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou d'empêcher la pénétration de matières solides, mais sans bloquer les mouvements de la fissure.

Protection généralisée : ce traitement consiste à mettre en œuvre sur la surface de la structure fissurée un revêtement qui ferme les fissures. Il est applicable lorsque la fissuration est anarchique et concerne l'ensemble du support.

I.5.2 AUGMENTATION DE LA HAUTEUR UTILE DE LA SECTION (CHEMSIAGE)

Procédé classique consistant à chemiser l'élément à réhabiliter / renforcer en augmentant sa section transversale par mise en œuvre d'une épaisseur supplémentaire de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. Dans ce cas, l'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, est plus que recommandé pour remplir le coffrage mis en conséquence sans avoir recours à la sonde vibrante. La préparation du support est très importante, enlever le béton d'enrobage, bien nettoyer la surface en enlevant tout parties non adhérentes, mouillé la surface avant coulage, ou dans le cas échéant traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. On remplit le coffrage en béton avant le séchage des résines, pour assurer un bon collage. S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, on pose le ferrailage relatif au chemisage (section justifiée, prévoir des connecteurs avec l'ancien ferrailage, diamètres des barres d'acier en adéquation avec la surépaisseur), puis on bétonne soit manuellement, soit par pompage. Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage.

Le principal problème est que les nouvelles dimensions peuvent être encombrantes, et ainsi cette solution sera écartée. Néanmoins, ce système permet un accroissement de la capacité de flexion allant jusqu'à 60%.

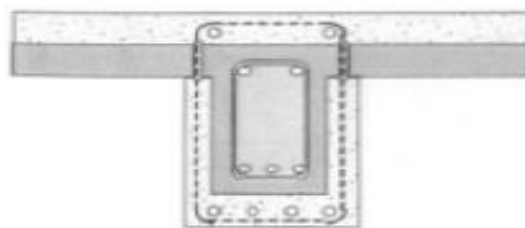


Figure I-15:Renforcement des poutres par chemisage

I.5.3 LE BÉTON PROJETÉ

Une technique fort intéressante, consistant à projeter un béton . Ce béton est mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une surface par un jet d'air comprimé. Elle permet de réaliser des réparations superficielles, comme la réfection d'un parement en béton présentant de légères épaufrures, que des réparations ou des renforcements structurels, en disposant de nouvelles armatures à la structure.

La préparation du support avant la projection du béton, (brossage ou sablage des barres d'acier, nettoyage des éléments non adhérents par jet d'eau sous pression, etc...), la mise en place d'un ferrailage de renforcement de type treillis en général avec respect de l'enrobage.

Il existe deux techniques de projection, qui se distinguent essentiellement par le timing de l'introduction de l'eau de gâchage :

Technique par voie sèche : introduction lors de la projection du béton

Technique par voie mouillée : introduction lors du malaxage en centrale à béton

I.5.4 LES PLAQUES MÉTALLIQUES

L'utilisation de plaques d'acier collées afin de renforcer des insuffisances locales des structures en béton. C'est une technique économique qui modifie peu l'aspect et les dimensions de la structure à réparer. Ces plaques sont généralement facilement inspectées pour faire le suivi des dégradations. Le collage de la plaque à la surface du béton assure un bon transfert des efforts et permet ainsi une augmentation de la résistance de la structure renforcée. Les plaques d'acier collées peuvent être utilisées afin d'effectuer un renforcement en flexion ou en cisaillement.

- **Les matériaux utilisés :**

- La colle : c'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur l'acier ainsi que sur le béton. Elle doit être de faible épaisseur et d'une adhérence suffisante pour transmettre intégralement les efforts à la tôle.
- La tôle : une tôle d'acier, généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre la courbure du support. Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur dans le but d'épouser l'allure de la déformée de la section de béton renforcé.

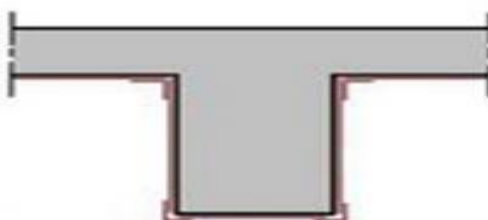


Figure I-16: Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermitte

I.5.5 ADJONCTION DE MATERIAUX COMPOSITES

C'est une technique permettant le renforcement des structures en béton, par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres. Les fibres utilisées généralement dans le domaine du génie civil sont les fibres de carbone (TFC).

Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevés pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier, Ils ont des propriétés physiques très étendues :

- Grande résistance en traction , à la fatigue , à l'usure et à la corrosion ;
- Légèreté ;
- Absorption des vibrations ;

- **La mise en œuvre :**

Il convient d'effectuer un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous points avec des reliefs d'impact compris entre 0.5 et 1 mm, les dépôts de poussière et les particules non adhérentes sont éliminés par un brossage.

L'application de la couche de résine s'effectue au moyen d'un rouleau à poils.

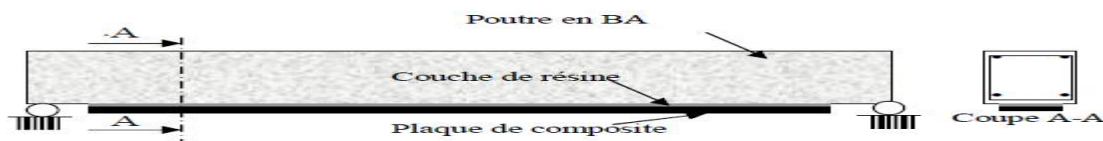


Figure I-17: Renforcement par une Plaque de composite collée sur une poutre en BA

I.6 CONCLUSION:

Le domaine de réhabilitation des poutres en béton armé et précontraint est d'actualité vu l'âge des ouvrages d'une part, et d'autres part, vu le nombre important d'ouvrages ayant connus des dégradations suite à un accident, ou suite à un événement naturel tel qu'un tremblement de terre. L'expertise des ouvrages, diagnostic et solutions de réparation, est une discipline de spécialisation dans l'ingénierie des Travaux Publics. Ce modeste travail de recherche bibliographique relative à cette discipline, nous a permis de s'initier aux différentes méthodes de diagnostic, et aux techniques de réparation ou de renforcement

CHAPITRE

II :PRESENTATION DE PROJET

II.1 PRESENTATION DU SITE DE PROJET

Le port international de Djendjen -wilaya de Jijel- est considéré comme le plus important ouvrage portuaire en Méditerranée en termes d'espaces et eau profonde, Situé à l'Est de l'Algérie, bénéficie d'une place stratégique à moins de 50 miles de la route maritime reliant le canal de Suez au détroit de Gibraltar.

Cette grande importance a obligé les autorités de faire une liaison Autoroutière reliant le Port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma Sur 110KM pour améliorer et faciliter le transport des personnes et des marchandises.

La pénétrante de Djen-Djen fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes côtières. Celle de Jijel doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la ville d'El Eulma au port de Djen-Djen dans la commune de Taher, à 10 km à l'est de la ville de Jijel.

Cette autoroute en 2x3 voies longue de 110 km en passant par les wilayas de Jijel sur 45 km, Mila sur 10 km et Sétif sur 55 km , traverse les hauteurs de Texenna (wilaya de Jijel) avec un dénivelé maximum de 6 % et une vitesse moyenne de 110 Km/h. Elle comprend 15 km de viaducs (55 viaducs), 13 échangeurs et 4 km de tunnels.

Les travaux de réalisation du projet, confiés à un groupement d'entreprises algéro- italien Rizani Deccher , EPE.SAPTA et ETRHB Haddad, pour un délai de 36 mois et un montant de 1,63 milliard de dollars, ont été lancés en août 2013.

L'ouvrage d'art qui sera étudié dans ce mémoire est un pont à poutre en béton nommé ' V 057.0 '.



Figure II-1:Tracé de la pénétrante autoroutière et le site de l'ouvrage

II.2 DONNEES DE L'OUVRAGE

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

II.2.1 DONNEES FONCTIONNELLES

- **Données relatives à l'obstacle franchi** qui sont :

CHAPITRE II : PRESENTAION DE PROJET

-La position de l'ouvrage d'art.

- **Données géométriques relatives à la voie portée** qui sont :

-Tracé en plan. - Profile en long. - Coupe transversale.

II.2.1.1 DONNEES RELATIVES A L'OBSTACLE FRANCHI

- **La position de l'ouvrage :**

L'ouvrage d'art nommé ' V-057.0 ' relie le point kilométrique PK 56+991 avec PK 57+150', il situe à la commune Tassadane Haddada, la commune intermédiaire entre les wilayas de Jijel, Mila et Sétif (Latitude : 36°30'23.10"N, Longitude : 5°46'50.03"E).

II.2.1.2 DONNEES GEOMETRIQUES RELATIVES A LA VOIE PORTEE

- **Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques, l'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

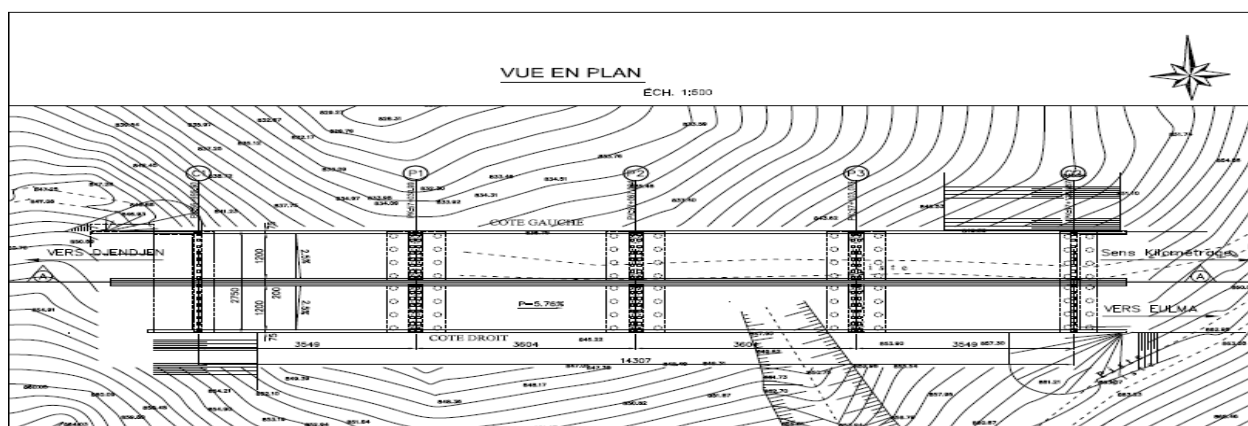


Figure II-2:Vue en plan de l'ouvrage

- **Profile 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 5.76 %.

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements des voies dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers (coupe sur les piles) de notre ouvrage sont :

- La largeur roulable : 12 m.
- Largeur de trottoir : 0.5 m.
- Le divers : 2.5 %.
- Le nombre des piles. : 3 pile.
- La largeur totale : 13.25 m

II.2.2 DONNEES NATURELLES

II.2.2.1 DONNEES TOPOGRAPHIQUES

Le levé topographique du site a montré que le projet sera implanté sur un terrain présente un relief plus ou moins accidenté. C'est l'une des caractéristiques de la région.

II.2.2.2 DONNEES CLIMATIQUES

- **Température et précipitations :**

Un climat tempéré chaud est présent à Tassadane Haddada. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Tassadane Haddada qu'elles ne le sont en été. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type **Csa**. Sur l'année, la température moyenne à Tassadane Haddada est de 13.9 °C. Les précipitations annuelles moyennes sont de 761 mm

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 124 mm. La température moyenne au court de l'année varie de 16.4° c.

(Pour plus détails voir l'annexe A.1)

- **Le vent et la neige :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement de charges RCPR2008 (fascicule 61, Titre II) on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m² soit 0,125 t/m² en phase de construction et 0.2t/m² en phase de service.

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

II.2.2.3 DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

- ❖ **Données géologiques :**

Selon la carte géologique de Djimla -wilaya de Jijel - au 1/50.000ème les formations géologiques sont constituées comme suit : **(pour plus de détails voir l'annexe A.2)**

CHAPITRE II : PRESENTAION DE PROJET

-Quaternaire – Nappe numidienne – Nappe de Djimla

❖ Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, une campagne de reconnaissance géotechnique a été élaborée conformément à la demande de l'entreprise SAPTA par un bon de commande portant la référence N° :BC-72/2015 daté le 23/05/2015, le LHC (laboratoire de l'Habitat et de la Construction) Est Unité de Bejaia a procédé à la réalisation d'une investigation géotechnique in situ, concernant le terrain devant servir d'assise à la construction d'un ouvrage d'art (V-057.0) A Tassadane Haddada, Wilaya de Sétif .

(Plus de détails voir l'annexe A.3)

❖ Classification des sites selon RPOA VERSION 2008 :

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)** caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.

❖ Hydrogéologie du site :

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

II.2.3 DONNEES SISMOLOGIQUES

L'ouvrage est situé dans la commune de Tassadane Haddada, la commune intermédiaire entre les wilayas de Jijel, Mila et Sétif. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notre ouvrage est classé en **zone IIa** c.à.d. une zone de sismicité moyenne.

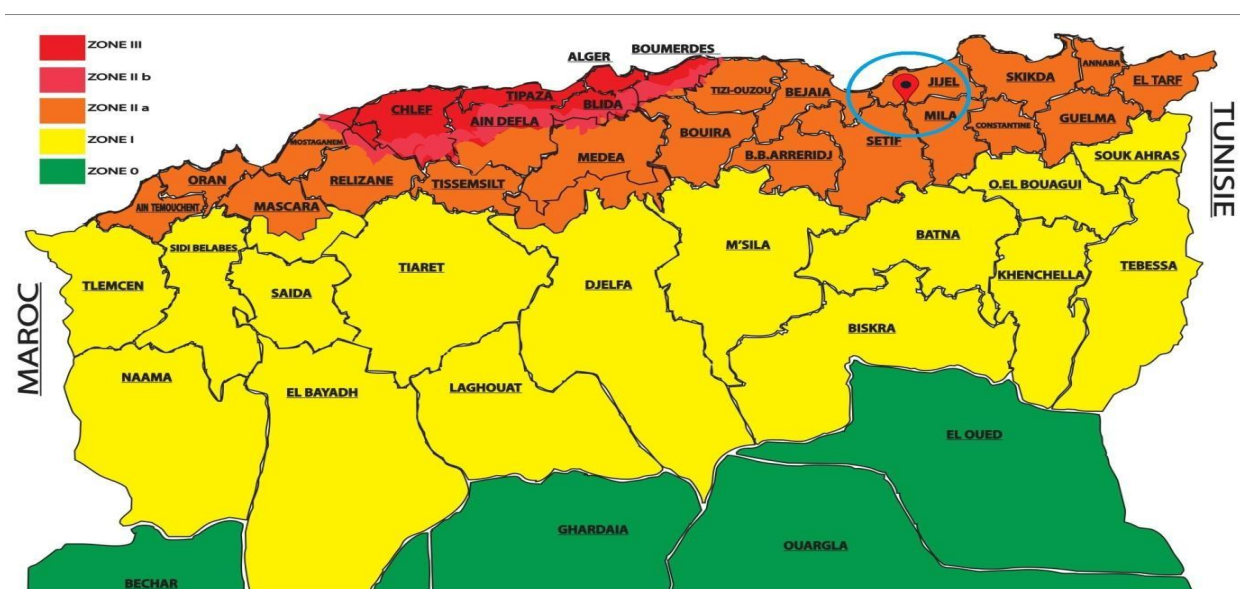


Figure II-3: Carte de zonage

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 au meilleur choix, à la fois sur les plans technique (réalisation et entretien), 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 (route, rails...etc)
- 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-en béton armé** **2-métalliques** **3-mixtes** **4-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 :

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

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
TRAVÉE 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 Voussoirs Construit par Encorbellement Successive.
- ✓ **3ème Variante** : Pont à poutres précontraintes préfabriquées.

III.3.2 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

III.3.2.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type « bipoutre à entretoises ». Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées « entretoises », ne présentant aucun contact avec la dalle.

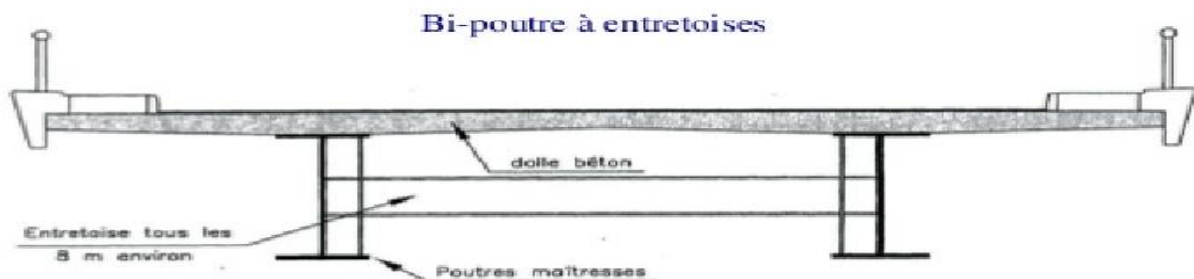


Figure III-1: Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

III.3.2.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

❖ Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

❖ Inconvénient :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).

III.3.2.3 IMPLANTATION DES APPUIS :¹

Les ouvrages mixtes, et notamment les ouvrages à poutres, présentent une très grande souplesse vis-à-vis de la distribution des travées. Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport entre portée des travées de rive et portée des travées courantes peut atteindre 0.8.

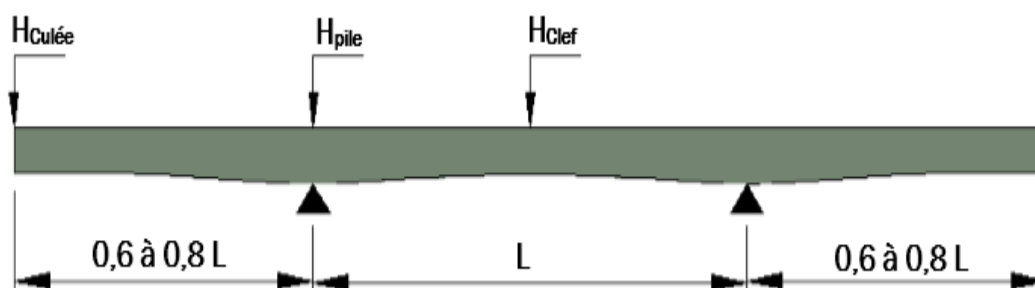


Figure III-2: Répartition des travées

Le pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 144 mètres linéaires, donc on prend 3 travées. Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives : 44 m chacune.
- Une travée centrale : 56 m.

¹ BERNARD-GELY, A, & CALGARO, J-A Conception des ponts, Lieu de l'édition : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées

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

PILE / CULÉ	PK
C1	56+995
P1	57+039
P2	57+095
C2	57+139

III.3.2.4 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA 1ERE VARIANTE

a) POUTRES PRINCIPALE : ^{2 3}

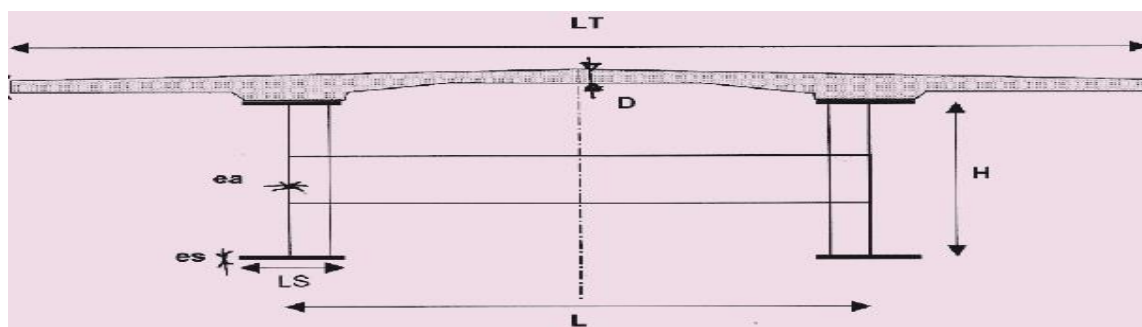


Figure III-3: Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à entretoises.

a) Hauteur des poutre H :

L'élancement optimal des ponts mixtes bipoutres dépend de la longueur de la portée principale.

b) Les semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

• Épaisseur des semelles :

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. L'épaisseur maximale dépasse rarement 150 mm.

Variation de l'épaisseur :

Dans le cas courant, les variations d'épaisseur des semelles se font vers l'âme, pour faciliter, en haut, l'exécution de la dalle et, en bas, le lançage de la charpente.

² Documents SETRA (ponts mixtes acier-béton : guide de conception durable)

³ TGC (Traité de Génie Civil volume12 : PONT EN ACIER)

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Pour des ouvrages posés à la grue, la variation d'épaisseur de la semelle inférieure peut cependant s'effectuer vers le bas, ce qui simplifie un peu la découpe de l'âme, puis la soudure de la semelle inférieure.

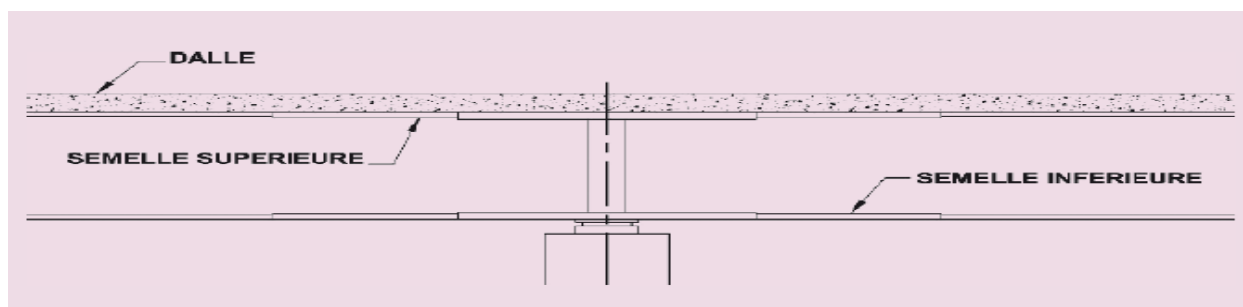


Figure III-4: Sens de variation courants de l'épaisseur des semelles

Donc :

- Pour la semelle supérieure : on fait varier l'épaisseur de 50 mm à 40 mm.
- Pour la semelle inférieure : on fait varier l'épaisseur de 60 mm à 50 mm.

c) Ame :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Variation de l'épaisseur :

Les variations d'épaisseur des âmes sont beaucoup plus limitées que celles des semelles puisqu'elles sont comprises en général entre 2 et 5 mm. Les variations d'épaisseur s'effectuent en général symétriquement. On fait varier l'épaisseur de 2 mm.

d) 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 une quinzaine de mètres.

b) L'ENTRETOISE.⁴

1. 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.

2. Entretoisement dans les zones sur piles :

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes.

⁴ Documents SETRA (ponts mixtes acier-béton : guide de conception durable)

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

De ce fait, les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage.

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

ELEMENT		RATIO USUEL	VALEUR RETENUE
Hauteur de poutre sur pile		$H = \frac{L}{25}$	H= 2.24 m
Hauteur de poutre sur culée		$\frac{L}{60} \leq H \leq \frac{L}{50}$	H=1.1m
Hauteur de poutre à mi-travée		$\frac{L}{50} \leq H \leq \frac{L}{40}$	H=1.3m
Entraxe des poutres		environ 0.55 LT	L=7 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 _{inf} =1.2 m
	inf sur culée		B _{inf} =900 mm
	inf a mi-travée		B _{inf} =900 mm
	sup sur pile		B _{sup} =1m
	sup sur culée		B _{sup} =700 mm
	sup à mi-travée		B _{sup} =700 mm
Épaisseur des semelles	semelle sup	-L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. -L'épaisseur maximale dépasse rarement 150 mm.	e _{ss} = 50 mm
	semelle inf		e _{si} = 60 mm
Épaisseur de l'âme		e _a ≥ 12 mm pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales.	e _a = 30 mm
Épaisseur de la dalle	Au droit des poutres principales	$d_1 = 0.13 + \frac{Lt-L}{26}$	d ₁ =0.37m
	Au centre du tablier	$d_2 = 0.12 + \frac{L}{50}$	d ₂ = 0.26m
Entretoise	L'espacement	environ 7 mètres	e=7 m
	Âme	-----	e _A = 12 mm.
	Hauteur	$\frac{Lt}{10} \leq H_e \leq \frac{Lt}{15}$	H _e = 900 mm
	Semelles	-----	Largeur B _s =250mm Épaisseur e _s =18mm

III.3.2.5 PRESENTATION FINALE DE LA 1ER VARIANTE :

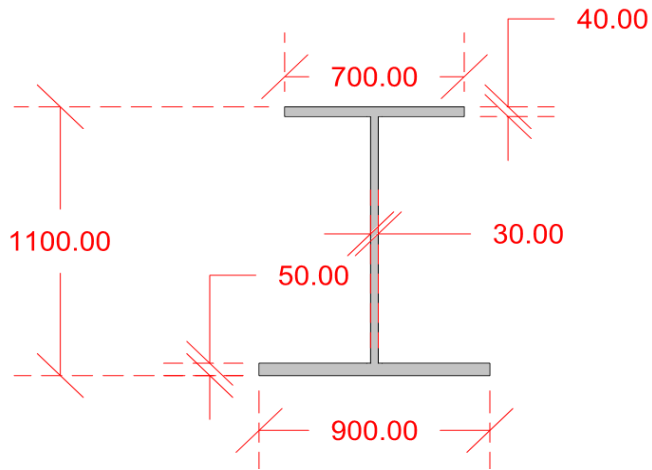


Figure III-5: Détails de la poutre (section sur culée) –variante1

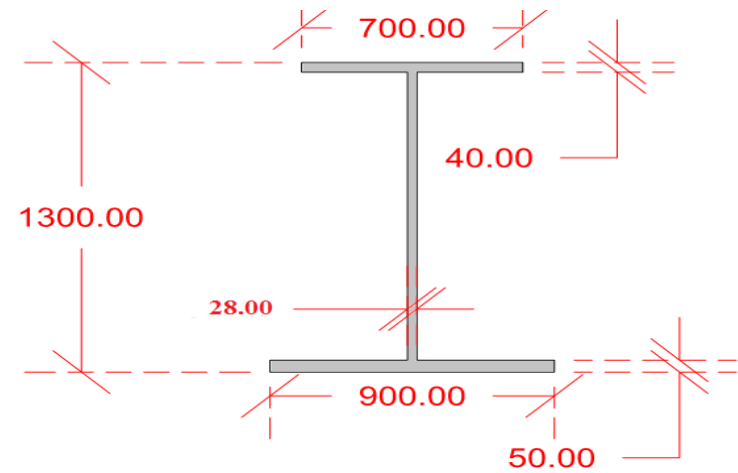


Figure III-6: Détails de la poutre (section à mi- travée) –variante1

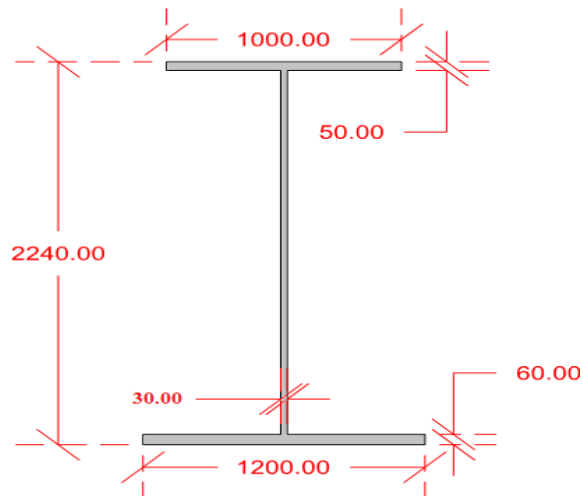


Figure III-7: Détails de la poutre (section sur pile) –variante1

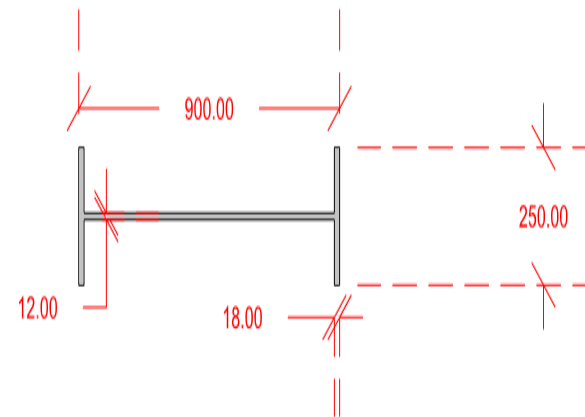


Figure III-8: Détails de l'entretoise –variante1

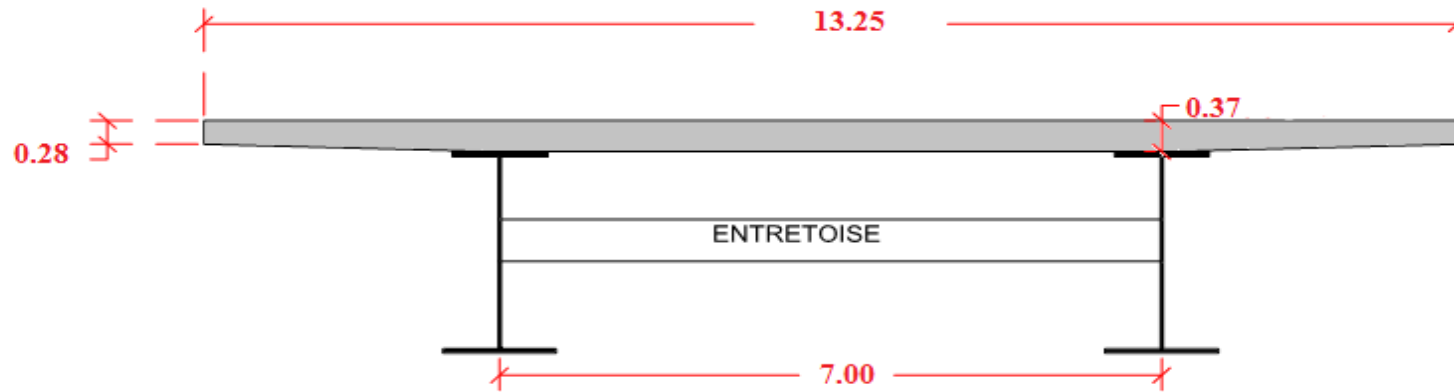


Figure III-9: Coupe transversale-variante1

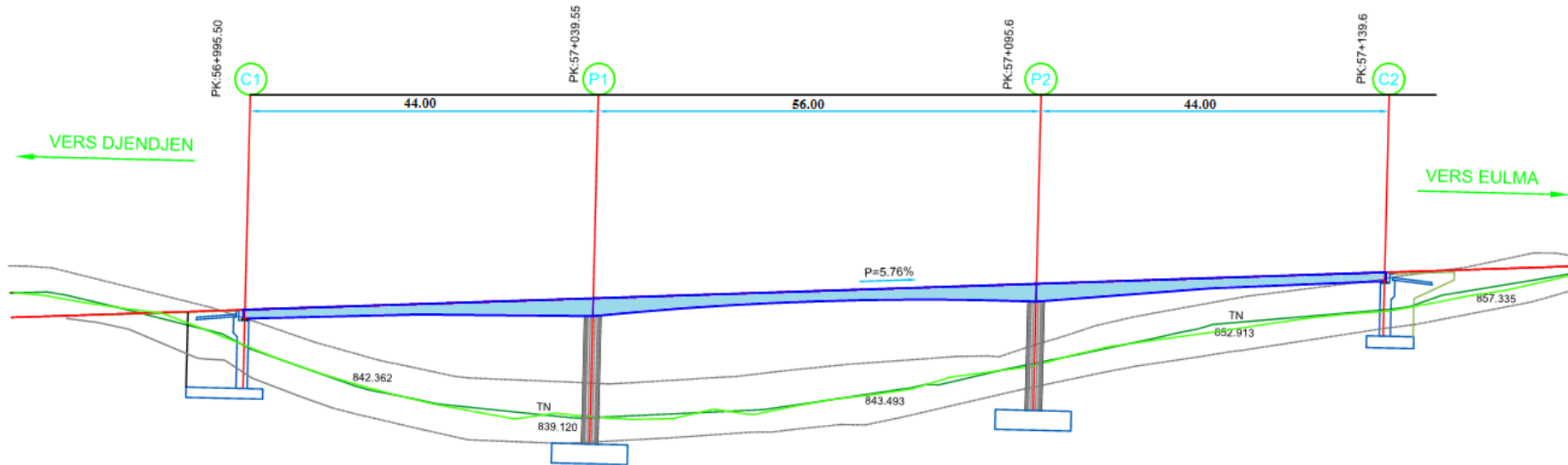


Figure III-10: Coupe longitudinale tablier-variante1

III.3.3 VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encoorbellement Successive.

III.3.3.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE :

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 encoorbellement 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 autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

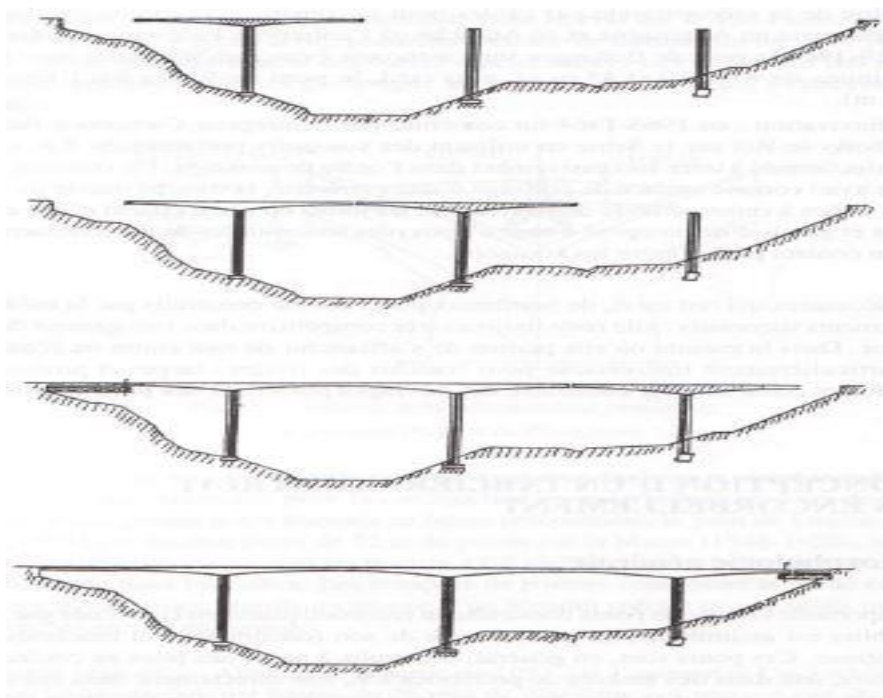


Figure III-11: Construction en encoorbellement schéma de principe.

III.3.3.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

❖ Avantages :

- 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 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.
- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.

- La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.

❖ Inconvénients :

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds, ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
- 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. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.
- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

III.3.3 IMPLANTATION DES APPUIS :⁵

Lorsque la hauteur du tablier est variable (cette variation est, le plus fréquemment, parabolique), et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée L , la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de $0,58$ à $0,60 L$. Si la hauteur du tablier est constante, la longueur optimale

des travées de rive est plutôt de l'ordre de $0,60$ à $0,70 L$, L représentant toujours la portée des travées intermédiaires

Pour notre variante on prend :

- $L_{principale}=60$ m
- $L_{rive}=42$ m

Tableau III-5: Implantation des appuis de la 2^{em} variante

PILE / CULÉE	PK
C1	56+995
P1	57+037
P2	57+097
C2	57+139

⁵ Document SETRA guide de conception : ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs Pg28

III.3.3.4PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA 2em
VARIANTE

Le pré dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA et livre conception des ponts.

Tableau III-6:pré dimensionnement des éléments de la variante.2

ELEMENT		RATIO USUEL	VALEUR RETENUE
La hauteur de voussoir ⁶		$L/HP = L/HC = 20 \text{ à } 25$	$H_p=H_c=2.7 \text{ m}$
Largeur de la nervure de l'intrados		$Li = \frac{B}{2}$ (B : largeur du tablier)	$Li = 6.625 \text{ m}$
Largeur de l'encorbellement ⁷		$L_E = \frac{B - b}{2}$	$L_E = 3.3125 \text{ m}$
Hourdis supérieur ⁸	épaisseur en extrémité	Dépend du dispositif de retenue choisi	$e_1 = 25 \text{ cm}$
	épaisseur a l'enracinement	$\frac{Le}{8} \leq e_2 \leq \frac{Le}{7}$	$e_2 = 45 \text{ cm}$
	épaisseur à mi- portée	$\frac{Li}{30}$ ou $\frac{Li}{25}$	$e_3 = 25 \text{ cm}$
Epaisseur des âmes ⁹		$Ea(\text{cm}) \geq \frac{L}{275} + 125 \frac{B}{L} - 12.5$	$Ea=20 \text{ cm}$
Hourdis inférieur ¹⁰		$H_i \geq \max \left\{ 18\text{cm}, \frac{Ea}{3} \right\}$	À mi- travée : $H_i(\text{travée}) = 20\text{cm}$
			Sur pile : $H_i(\text{pile})=20 \times 3 = 60\text{cm}$
Le découpage en voussoirs ¹¹		-----	4 m pour les voussoirs courants
			8 m sur pile et sur culée

a) Les goussets :¹²

⁶ Même référence précédente Pg29

⁷ Même référence précédente Pg39

⁸ Même référence précédente Pg39

⁹ Même référence précédente Pg40

¹⁰ BERNARD-GELY, A, & CALGARO, J-A Conception des ponts, Lieu de l'édition : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées Pg135

¹¹ Document SETRA guide de conception : ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs Pg43

¹² Document SETRA guide de conception : ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs Pg41

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.

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.

b) Nombre des voussoirs :

N=32 voussoirs.

c) Voussoirs sur pile et sur culée :

C'est un voussoir plein de 8 m de largeur avec une ouverture pour permettre la communication entre les travées, dont la dimension est de l'ordre de 2 m de largeur et de 1 m de hauteur.

III.3.3.5 PRESENTATION FINALE DE LA 2^{em} VARIANTE :

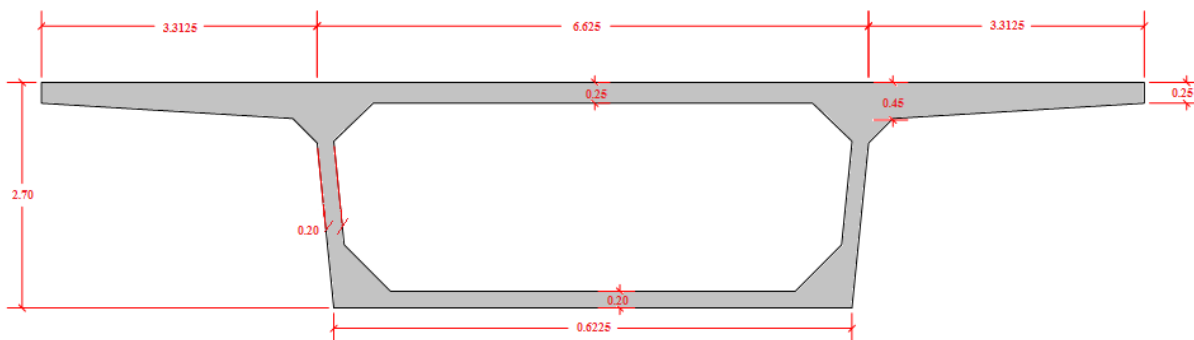


Figure III-12: coupe transversale de voussoir courant -variante 2.

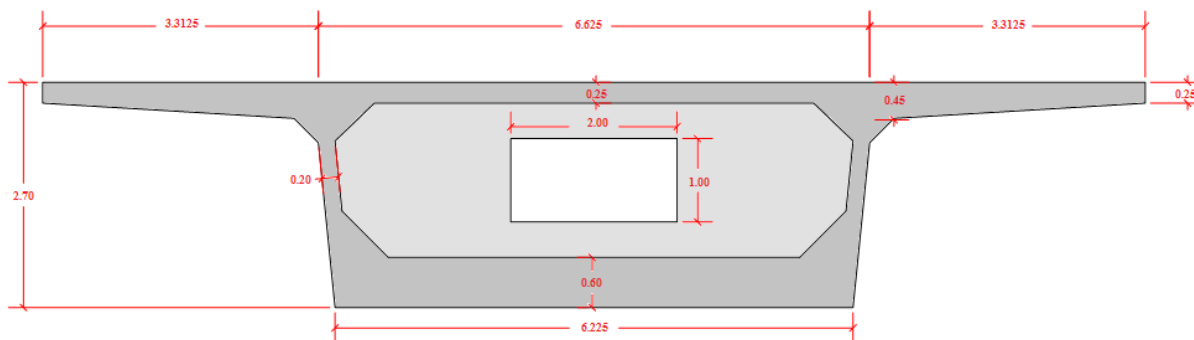


Figure III-13: coupe transversale de voussoir sur pile -variante 2.

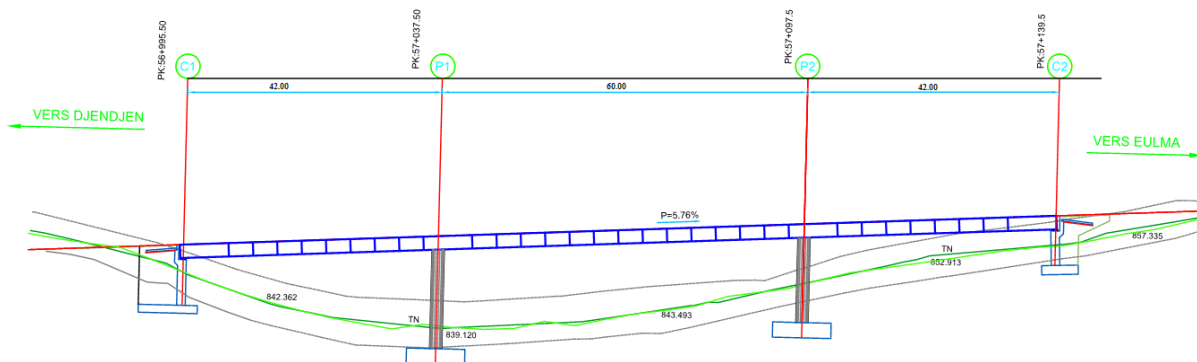


Figure III-14: Coupe longitudinale tablier -variante 2.

III.3.4 VARIANTE N°3 : Pont à poutres précontraintes préfabriquées type PRAD

III.3.4.1 PRESENTATION GENERALE DE LA VARIANTE:

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économique, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension. Bien entendu, cette

conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés.

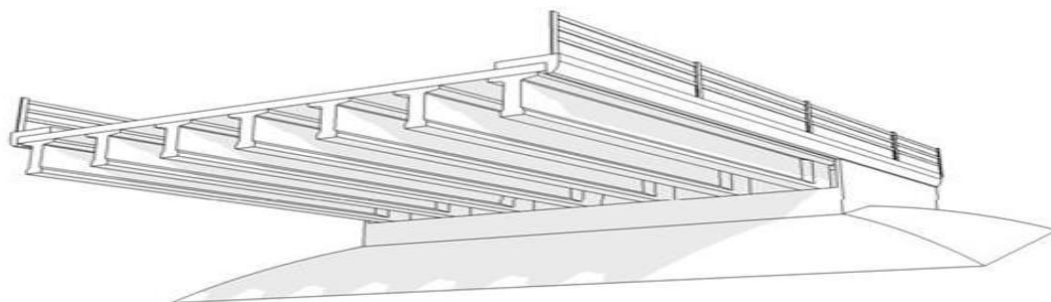


Figure III-15: Morphologie générale d'un pont à poutre.

Les deux types de tabliers Pour cette famille (pont à poutres précontraintes préfabriquées) sont :

- Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).
- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence).

Ces deux types de tabliers présentent de nombreux points communs. Ils diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

III.3.4.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

❖ Avantages :

- Limitation des fissures (béton comprimé).
- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- La maîtrise de la méthode d'exécution.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis.

❖ Inconvénients :

- Poids très important comparant à la construction métallique.
- Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

- Ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biaisés ou courbe.
- La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.
- Le type de cet ouvrage est moins esthétique.

III.3.4.3 IMPLANTATION DES APPUIS :¹³

Le respect des contraintes de la brèche franchie, permette de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales.

Le pont que nous avons proposé est de longueur totale de 144 mètres linéaires, donc on prend 4 travées isostatique de même longueur (36 mètres linéaires). Il est composé de deux (2) culées et trois (3) piles intermédiaires.

Tableau III-7: Implantation des appuis de la 3^{em} variante

PILE / CULÉE	PK
C1	56+995
P1	57+031
P2	57+067
P3	57+103
C2	57+139

III.3.4.4 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA 3^{em} VARIANTE :

REMARQUE :

Pour cette variante on aura deux choix :

- Variante 3-a : Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD.
- Variante 3-b : Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type VIPP.

III.3.4.4.1 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3-a :¹⁴

Tableau III-8: pré dimensionnement des éléments de la variante.3-a

ELEMENT	RATIO USUEL	RESULTATS RETENUE
L'espace entre les poutres	λ varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m	$\lambda=1.7$ m

¹³ BERNARD-GELY, A, & CALGARO, J-A Conception des ponts, Lieu de l'édition : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées

¹⁴ Documents SETRA (Pont-route à poutre préfabriquées précontrainte par adhérence PRAD)

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$ (L_a : entraxe entre les poutres de l'extrémité $L_a=13,25-2 \times 0,6=12,05\text{m}$)	N = 8 poutres
Elancement du tablier ht	$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$ Avec : ($h_t=h_{\text{poutre}}+h_{\text{Dalle}}$)	On fixe : $h_p=190\text{ cm}$
Epaisseur de l'âme	Généralement comprise entre 15 et 20 centimètres	$b_0 = 20\text{ cm}$
Largeur de talon	Généralement comprise entre 50 et 80 centimètres	On fixe : $L_t = 64\text{ cm}$
Epaisseur de talon	-----	On fixe : $e_t = 20\text{ cm}$
Largeur de la table de compression	-----	On fixe : $b = 76\text{ cm}$
Epaisseur de la table de compression	-----	On fixe : $e_c = 7\text{ cm}$
Epaisseur de la dalle	Justification au poinçonnement par charge concentré)	On fixe : $e_d = 22\text{ cm}$
Epaisseur de la dallette	-----	On prend : $e_{\text{dallette}} = 2\text{ cm}$
Largeur de la dalle	Égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs	$L_d = 13,25\text{ m}$

a) Entretoise :

Dans le cas des travées isostatiques, deux dispositions sont possibles :

- Les entretoises classiques, situées dans l'axe des lignes d'appui. Elle présentait l'inconvénient de nécessiter, sur le banc de préfabrication, la réservation d'armatures en attente, repliées à l'intérieur du coffrage métallique sur le flanc des poutres.
- Les entretoises constituées par un chaînage d'about reporté en arrière des poutres.

Les entretoises d'extrémité sont généralement réalisées en béton armé coulé en place. Leur épaisseur est comprise entre 25 cm et 40 cm selon les cas.

Pour notre on prend des entretoises de **30 cm d'épaisseur et 1.5 m de hauteur.**

b) Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- Gousset du talon : $\alpha = 55,7^\circ$ et $e_1 = 15\text{ cm}$
- Gousset de la table de compression : $\alpha_1 = 15,5^\circ$ et $e_1 = 5\text{ cm}$ $\alpha_2 = 51,3^\circ$ et $e_2 = 8\text{ cm}$

**III.3.4.4.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA
VARIANTE 3-b :¹⁵**

Tableau III-9:pré dimensionnement des éléments de la variante.3-b

ELEMENT	RATIO USUEL	RESULATS RETENUE
L'espace entre les poutres	λ varie entre 1,30 et 2,50 m	d= 2.32m
Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$ (L_a : entreaxe entre les poutres de l'extrémité $L_a=13,25-2 \times 0,6=12.05m$)	N = 6 poutres
Elancement du tablier ht	$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$ Avec : ($h_t=h_{poutre}+h_{Dalle}$)	On fixe : $h_p=190$ cm
Epaisseur de l'âme en travée	$18 \leq b_0 \leq 25$	$b_0 = 20$ cm
Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis	les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant	On prend $b_0 = 50$ cm
Largeur de talon	Généralement varie de 0,50 à 0,90 m.	On prend $L_t = 50$ cm
Epaisseur de talon	Généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m.	On fixe : $e_t = 20$ cm
Largeur de la table de compression	$0.6h \leq b \leq 0.8h$	On prend $b=1.30$ m
Epaisseur de la table de compression	-----	On fixe : $e_c = 10$ cm
Epaisseur de la dalle	Justification au poinçonnement par charge concentré)	On fixe : $e_d = 22$ cm
Largeur de la dalle	Égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs	$L_d = 13.25$ m

a) Entretoise :

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton (de l'ordre de 25 à 30 cm),

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité. Du point de vue esthétique, il est préférable de diminuer légèrement leur hauteur, ce qui les rend moins visibles entre les poutres.

Pour notre cas l'entretoise est de : 0.3m * 1.5m

b) Goussets :

¹⁵ Documents SETRA (Pont-route à poutre préfabriquées précontrainte par post-tension VIPP).

Gousset du talon :

On prend α de gousset (53.13°)

En travée : $e_3 = 20\text{cm}$

Gousset de la table de compression

En travée : $\alpha = 7.125^\circ \Rightarrow e_1 = 5\text{cm}$.

$\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 15\text{ cm}$.

A l'appui : $\alpha = 7,125^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{ cm}$.

III.3.4.5 PRESENTATION FINALE DE LA 3^{em} VARIANTE :

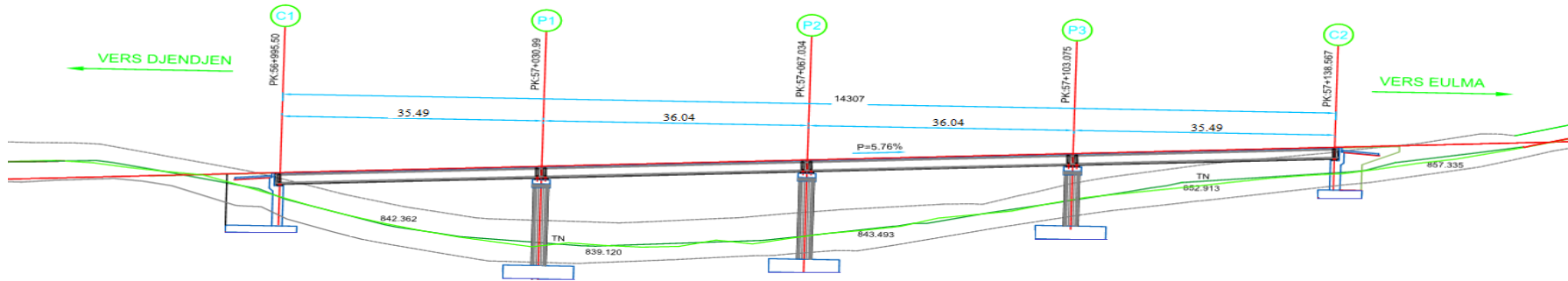


Figure III-16: Coupe longitudinale tablier - variante 3

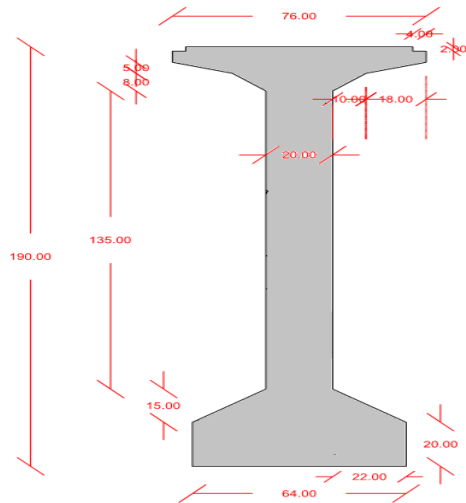


Figure III-17: Détail de la poutre - variante 3-a

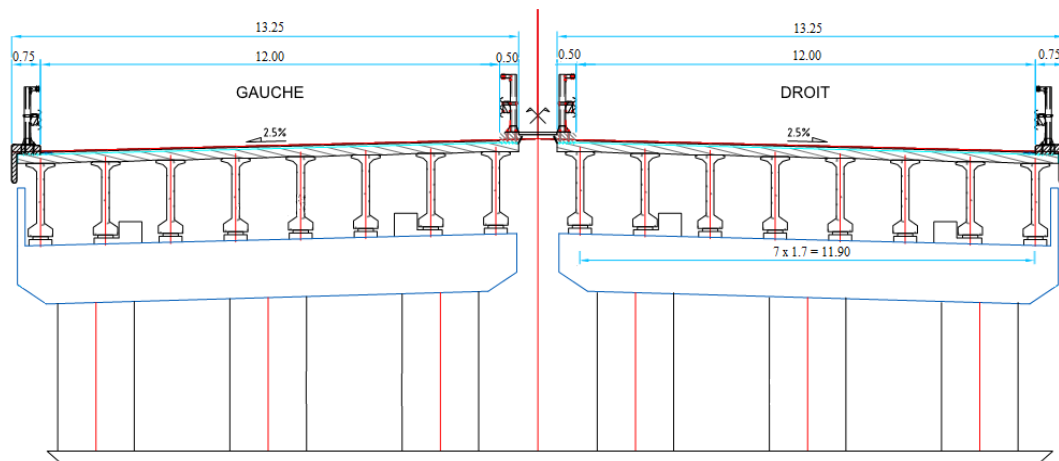


Figure III-18: Coupe transversale - variante 3-a

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

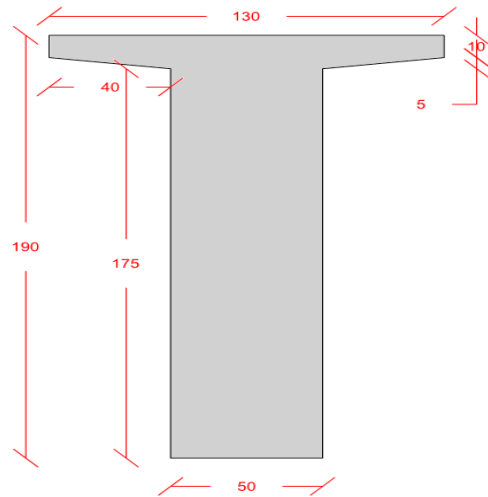


Figure III-19 : Détail de la poutre -variante 3-b (section d'about).

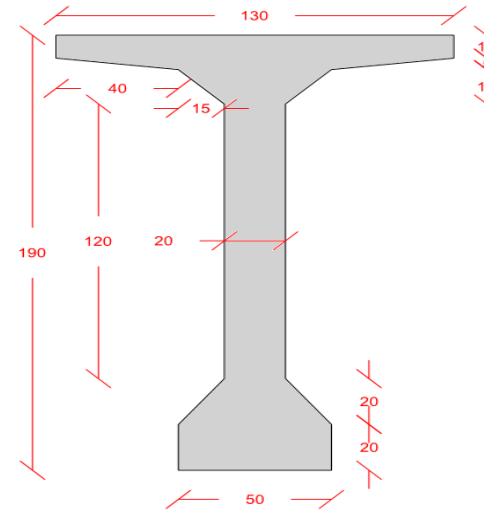


Figure III-20: Détail de la poutre -variante 3-b (section mi-travée)

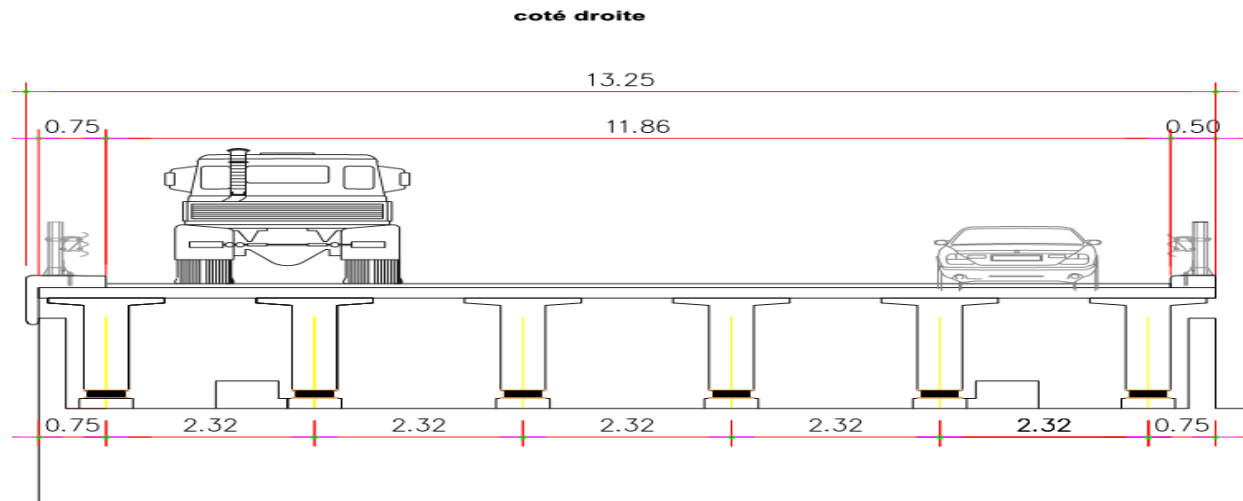


Figure III-21 : Coupe transversale -variante 3-b

III.3.5 ANALYSE MULTICRITERES

Pour retenir une variante l'analyse sera effectuée d'après les critères :

- L'économie : Le cout d'ouvrage.
- L'esthétique : Insertion au site.
- La réalisation : Délai de réalisation, difficulté technique tablier et risques des travaux.
- L'entretien : La maintenance à long terme.

❖ La méthodologie du processus :

On définit pour chaque variante ces points de fortes et de faiblesse, puis on interprète une comparaison selon les critères cités précédemment. Enfin on attribue des notes pour faciliter le choix de la meilleure solution.

• Comparaison des différents types d'ouvrage :

Pour chaque critère, une note est attribuée entre 0 (ne répond pas à la problématique) à 3 (meilleure réponse à la problématique).

L'analyse multicritère est menée sur les critères et règles suivants :

Tableau III-10: les règles et les critères avec ces coefficients de l'analyse multicritères

Critères	Coefficient	Justification	Attribution de notes
Cout OA	3	L'importance élevée de ce critère aux niveaux du pays (Algérie)	(Une estimation approximative des couts) -3 pour les solutions à poutres en béton précontrainte. -2 pour les solutions à voussoirs préfabriqués -1 pour les solutions à poutres métalliques.
Risques travaux	3	-L'accidentée du site peut écarter quelques types d'ouvrage et complique la réalisation d'eux. -Evité le plus possible les accidents sur site qui provoque (des surcouts, des morts) .	-3 pour les solutions à poutre mise en place à la grue -2 pour les solutions sur cintre -1 pour les solutions sur cintre avec arc
Difficulté technique tablier	2	-Le degré de difficulté s'influe à la bonne exécution de l'ouvrage. -La nécessité de mains d'œuvre qualifiées et le délai de réalisation.	-3 pour les solutions à poutres (diminué de 1 point si l'ouvrage est biais) -2 pour les solutions coulées sur place

			-1 pour les solutions à câbles/ arcs
Délai de réalisation	2	Influence directement au coût de projet	-3 pour les solutions à poutres métalliques, plus rapide à réaliser. -2 pour les solutions à poutres en béton précontrainte -1 pour les solutions coulées sur place et les solutions à arcs et à câbles (nécessitant des délais plus longues)
Entretien / maintenance	2	Provoque des frais supplémentaires à long terme	-3 pour les solutions à voussoirs. -2 pour les solutions à poutres précontrainte. -1 pour les solutions à poutres métalliques apparentes.
Insertion au site (Esthétique)	1	Pour la zone montagneuse ce critère est peu décisif.	-3 pour les solutions sans superstructure visible -1 pour les solutions avec superstructure visible

III.3.5.1 SOLUTION N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

a) Points forts :

- La légèreté du tablier.
- La rapidité d'exécution.
- La bonne intégration au milieu.

b) Points faibles :

- Il pose le problème de transport des éléments.
- Le coût est élevé.
- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans les assemblages.
- Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.
- Demande une main d'œuvre très qualifiée.
- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

III.3.5.2 SOLUTION N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive

a) Points forts :

- Il s'intègre harmonieusement avec le site.
- L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.

b) Points faibles :

- Consommation importante des matériaux (béton, acier...etc.).
- Coffrage spécial (équipement mobile).
- Le délai est très long par rapport aux autres variantes.
- Conditions de réalisation pénible pour cette méthode de construction.

III.3.5.3 SOLUTION N°3 : Pont à poutres précontraintes préfabriquées

a) Points forts :

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
- La facilité de control des câbles du précontrainte.
- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

b) Points faibles :

- Le cout de production est plus cher comparant la fabrication sur site.
- Les ponts à poutre ont une forme simple et classique donc il n'y a pas vraiment d'aspect esthétique.
- Le poids important de la structure

III.3.5.4 LES RESULTATS DE L'ANALYSE MULTICRITERES

Les résultats de ce processus sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

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

	Pont mixte (bipoutre métalliques)	Pont à poutres précontrainte préfabriquées	Pont à voussoirs (H constant)
Coût OA	(400000 DA/m ²) Note :1	(250000 DA/m ²) Note :3	(350000DA/m ²) Note :2
Coef : 3	Note pondérée : 3	Note pondérée :9	Note pondérée :6
Risques travaux	Note :3	Note :3	Note :2
Coef : 3	Note pondérée :9	Note pondérée :9	Note pondérée :6
Difficulté technique tablier	Note :3	Note :3	Note :2
Coef : 2	Note pondérée :6	Note pondérée :6	Note pondérée :4
Délai de réalisation	Note :3	Note :2	Note :1
Coef : 3	Note pondérée :9	Note pondérée :6	Note pondérée :3
Entretien / maintenance	Note :1	Note :2	Note :3
Coef : 2	Note pondérée :2	Note pondérée :4	Note pondérée :6
Insertion au site (Esthétique)	Note :2	Note :1	Note :3
Coef : 1	Note pondérée :2	Note pondérée :1	Note pondérée :3
NOTE finale	31	35	28

❖ CONCLUSION :

Après le pré dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multi critères, la solution apparaissant la meilleure, est la **Pont à poutres précontrainte préfabriquées**.

Donc le choix reste entre les deux types de la variante 3 :

- a- **Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).**
- b- **Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence).**

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

En fait ces deux choix diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte.

Dans notre cas on opte pour la solution pont à **poutres précontraintes préfabriquées de type PRAD (par adhérence)**, on a choisi ce dernier comme étant la variante retenue pour la phase d'étude grâce à deux facteurs :

- Le facteur décisif qui est : l'investissement de l'entreprise SAPTA dans un coffrage de 36m, ce dernier favorise la précontrainte avec pré-tension sur la précontrainte avec post-tension.
- Le 2^{em} facteur qui est : le nombre important des ouvrages d'art qui seront réalisés dans ce projet de réalisation (la liaison Autoroutière reliant le Port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest) avec ce type de poutres dans un court délai.

Cette variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

CHAPITRE

IV :CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1 MODELES DE CALCUL :

Notre ouvrage sera calculé manuellement et aussi automatiquement à l'aide de logiciel de calculs automatisés **Microsoft Excel**, selon les hypothèses et les normes indiqués ci-dessous.

La vérification des résultats sera faite en utilisant le logiciel de calcul à base d'éléments finis : **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2017**.

IV.2 CARACTERISTIQUES DE TABLIER

On garde les mêmes caractéristiques obtenues pour la variante 3-a.

IV.2.1 EQUIPEMENTS DU TABLEIR :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

a) Etanchéité :

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support, de feuilles préfabriquées ou non.

Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

L'épaisseur de l'étanchéité dans notre projet est égale à **5 mm**.

(Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [13]).

b) Couche de roulement :

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur varie entre 5 cm et 10 cm.

On prend : **7.5 cm** pour la couche de roulement.

c) Garde-corps :

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque côté du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre pont on va employer des **garde-corps de niveau H3**.

d) Joints de chaussée

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse).

Le joint de chaussée dans notre projet est de **type GPE 120**.

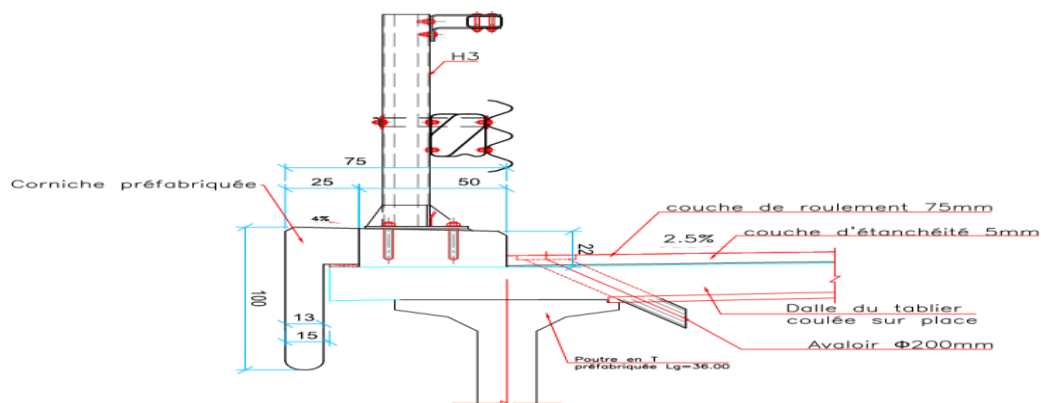


Figure IV-1:Équipements du tablier

IV.2.2 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

(Pour plus de détails voir l'annexe C.1).

a) Poutre sans hourdis :

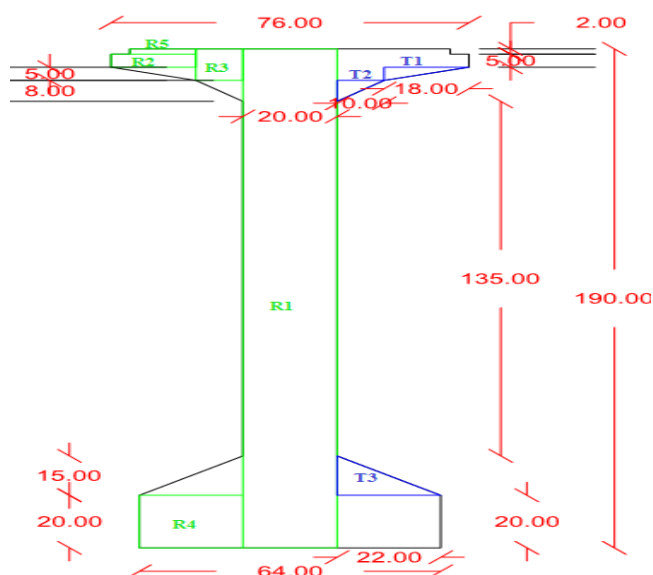


Figure IV-2:Caractéristiques géométriques de la poutre.

Tableau IV-1:Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre

élément	X (cm)	Y(cm)	B(cm ²)	Z(cm)	S=B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} = I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
Rectangle 1 (×1)	20	190	3800	80	304000	11431666.67	35751666.67
Rectangle 2 (×2)	18	5	2×90=180	185.5	33390	187.5	6194032.5
Rectangle 3 (×2)	10	12	2×120=240	184	44160	1440	8126880
Rectangle 4 (×2)	22	20	2×440=880	10	8800	14666.6667	102666.6667

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

Rectangle 5 (×2)	14	2	2×28=56	189	10584	9.33	2000385.33
Triangle 1 (×2)	18	5	2×45=90	181.33	16319.7	62.5	2959313.701
Triangle 2 (×2)	10	8	2×40=80	175.33	14026.4	142.2222	2459390.9342
Triangle 3 (×2)	22	15	2×165=330	25	8250	2062.5	208312.5

Tableau IV-2: Résultats caractéristiques poutre seul

B_{brute}	5656 cm²
B_{nette}	5373.2 cm²
S/_Δbrute	439530.1 cm²
S/_Δnette	417553.595 cm²
I /_Δbrute	57802648.302 cm⁴
I /_Δnette	52022383.472 cm⁴
V'	77.71cm
V	112.29 cm
I_G	23646764.231 cm⁴
I_{Gnette}	21282087.808 cm⁴
i	62.94 cm
ρ	0.45

b) Poutre avec hourdis :

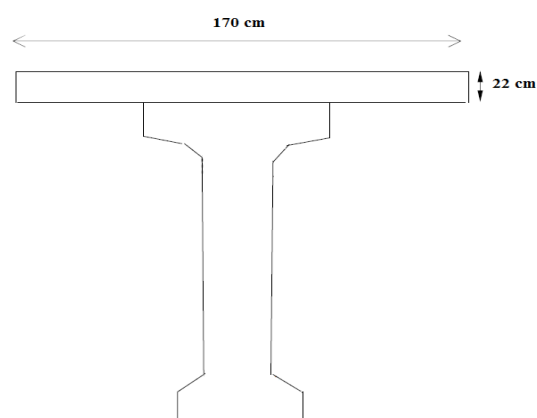


Figure IV-3: Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

Tableau IV-3:Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre et l'hourdis.

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S=B*Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I _{/Δ} =I _o +B*Z ²
poutre	-	-	5656	77.71	439527.76	-	57802648.302
hourdis	170	22	3740	201	751740	150864.6667	151250586.7

Tableau IV-4 : Résultats des caractéristiques poutre + hourdis

B_{brute}	9396cm²
B_{nette}	8926.2 cm²
S_{/Δbrute}	1191267.76 cm²
S_{/Δnette}	1131704.37 cm²
I_{/Δbrute}	209053235 cm⁴
I_{/Δnette}	188147911.5 cm⁴
V'	126.78cm
V	85.22 cm
I_G	55091501.57 cm⁴
I_{Gnette}	49582351.41 cm⁴
i	74.52 cm
ρ	0.51

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 BETON.

IV.3.1.1 RESISTANCE DU BETON :

a) Résistance caractéristique a la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} ", pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours , on se réfère à la résistance caractéristique par " f_{cj} " .

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge j ≤ 28 et pour un béton non traité thermiquement :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

Application numérique :

f_{c28} =35 MPa (Pour le béton de la superstructure)

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

$f_{c28} = 27$ MPa (Pour le béton d'appuis et la fondation)

b) Résistance caractéristique a la traction :

Cette propriété joue un rôle important dans les problèmes de fissuration, traction et de cisaillement, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour} \quad f_{cj} < 60 \text{ MPa (Art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99).}$$

Application numérique :

$f_{tj} = 2,7$ MPa (Pour le béton de la superstructure)

$f_{tj} = 2,22$ MP (Pour le béton d'appuis et la fondation)

IV.3.1.2 CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON :

On fixe la valeur des contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

a) Contrainte admissible à la compression :

- **Contrainte Admissibles A La Compression (ELU) :**

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

($\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires ; 1,15 en situations accidentelles)

Le coefficient θ est fixé à :

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

- **Contrainte Admissibles A La Compression (ELS)**

$\sigma_{bc} = 0,5 f_{c28}$ En service

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ En construction.

Tableau IV-5: Contrainte admissibles à la compression

ETAT	CONTRAINTE ADMISSIBLE		RN35	RN27
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1.5$	19.83 MPa	15.30 MPa
		$\gamma_b = 1.15$	25.86 MPa	19.95 MPa
ELS	σ_{bc}	En service	17.5 MPa	13.5 MPa
		En construction	21 MPa	16.2 MPa

b) Contrainte admissible à la traction :

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

Application numérique :

$f_{tj} = 2.7$ MPa (section d'enrobage pour $f_{c28}=35$ MPa)

$f_{tj} = 4.05$ MPa (hors section d'enrobage pour $f_{c28}=35$ MPa)

$f_{tj} = 2.22$ (section d'enrobage pour $f_{c28}=27$ MPa)

$f_{tj} = 3.33$ MPa (hors section d'enrobage pour $f_{c28}=27$ MPa)

IV.3.1.3 DEFORMATION DU BETON :

a) Déformation longitudinale du béton :

On considère deux modules de déformation longitudinal pour le béton " E_{ij} " défini par les règles BPEL comme suit :

Module de déformation instantanée du béton (courte durée $< 24h$) :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Module de déformation différée (longue durée $> 24h$) :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Application numérique :

$E_i = 35982$ MPa (pour $f_{c28} = 35$ MPa) ; 3300 MPa (pour $f_{c28} = 27$ MPa)

$E_v = 12103$ MPa (pour $f_{c28} = 35$ MPa) ; 11100 MPa (pour $f_{c28} = 27$ MPa)

IV.3.2 ACIER

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

IV.3.2.1 ACIERS PASSIFS :

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

a) Limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE 500, la limite élastique de ces derniers est 500 MPa.

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DE TABLIER ET DES MATERIAUX

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2.10^5$ MPa

b) Contrainte limite de traction :

Dans les calculs relatifs à l'E.L. U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ (Situation accidentel) ; 1.15 (Situation durable ou transitoire)

Tableau IV-6: Contrainte limite de traction des armatures passives

FISSURATION	CONTRAINTES LIMITE		RN35	RN27
PEU NUISIBLE	$\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$	Situation accidentel	500 MPa	
		Situation durable	434.78 Mpa	
PREJUDICIABLE	$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$		228.63 MPa	207.31 MPa
TRES PREJUDICIABLE	$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$		187.06 MPa	169.62 MPa

IV.3.2.2 ACIER ACTIFS :

On a adopté une précontrainte intérieure par pré-tension en employant des torons de classe III, 1860. Les caractéristiques des torons sont reportées, selon le type, dans le tableau suivant :

Tableau IV-7: Acier des câbles de la précontrainte

	Diamètre nominale [mm]	Aire de la section nominale [mm ²]	Module d'élasticité [MPa]
Normal	15.24 (0.6")	139	19000

Pour ce qui concerne la relaxation, on considère un acier TBR (très basse relaxation).

f_{prg} : limite de rupture garantie .($f_{prg} = 1860$ MPa)

f_{peg} : limite élastique garantie, à un allongement résiduel de 0,1% ($f_{peg} = 1643$ MPa).

CHAPITRE

V :CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 LES CHARGES

On peut classer les charges d'un pont selon 3 catégories :

- Les charges permanentes.
- Les charges hors trafic.
- 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 une section constante (figure V.1).

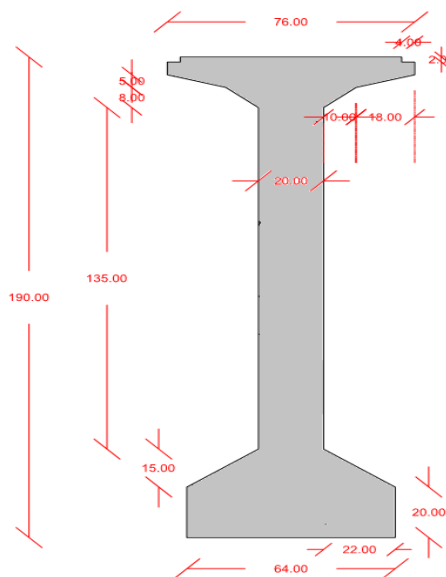
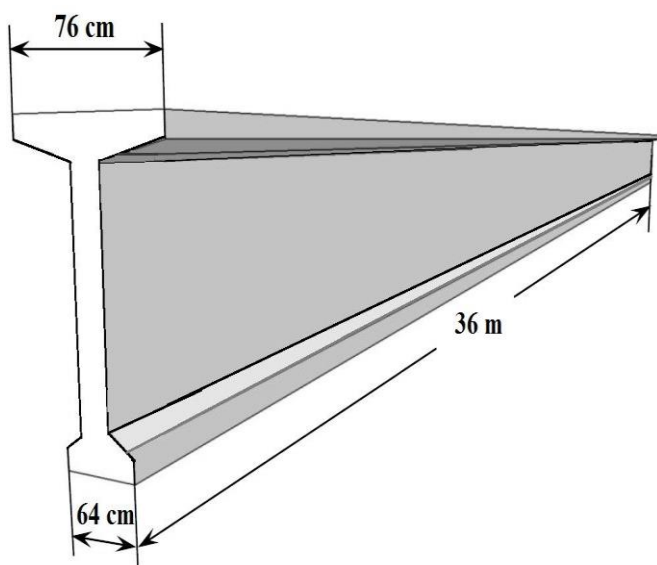


Figure V-1: Vue en prescriptive de la poutre

Figure V-2: Section transversale de la poutre.

On a ;

$$\text{Volume}_{\text{poutre}} = [0.20 \times 0.22 \times 2 + 2 \times (\frac{0.22 \times 0.15}{2}) + 0.2 \times 1.90 + 2 \times (\frac{0.10 \times 0.08}{2}) + 2 \times (\frac{0.18 \times 0.15}{2}) + 2 \times 0.10 \times 0.12 + 2 \times 0.18 \times 0.05 + 2 \times 0.14 \times 0.02] \times 36 = 20.3616 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{poutre}} = \text{Volume}_{\text{poutre}} \times \text{Poids volumique Béton armé} = 20.3616 \times 2.5 = 50.904 \text{ Tonnes}$$

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$P_{\text{poutres}} = (50.904 \times 8) = 407.232 \text{ Tonnes}$$

$$G_{\text{poutres}} = \frac{407.232}{36} = 11.312 \text{ Tonnes/ml}$$

b) Poids total des dallette (prédalle) :

On a :

- L'épaisseur de la dallette : 4 cm
- La Largeur de la dallette : 101 cm
- Nombre des dallettes : 7 dallettes

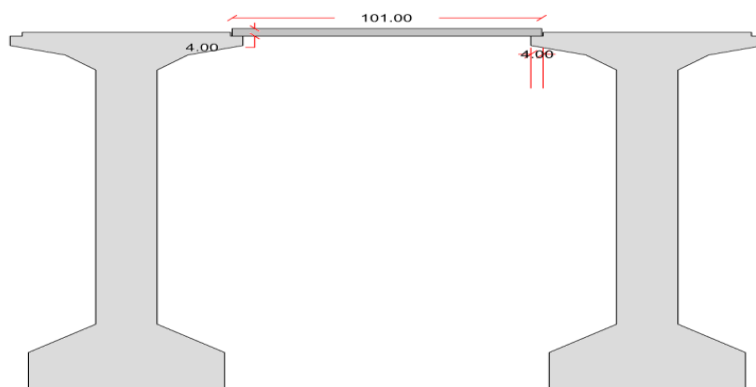


Figure V-3:Dalette

$$G_{\text{Dallettes}} = 0.04 \times 1.01 \times 1 \times 2.5 \times 7 = \mathbf{0.707 \text{ Tonnes/ml}}$$

c) Poids total de la dalle :

-L'épaisseur de la dalle : **22 cm**

-La Largeur de la dalle : **13.1m**

$$G_{\text{Dalle}} = G_{\text{Dalle+ prédalle}} - G_{0.5\text{prédalle}} = (0.22 \times 13.1 \times 1 \times 2.5) - (0.707/2) = \mathbf{6.8515 \text{ Tonnes/ml}}$$

d) Poids de l'entretoise :

$$\text{Volume}_{\text{entretoise}} = 0.3 \times 1.5 \times 1.7 = \mathbf{0.765 \text{ m}^3}$$

$$P_{\text{entretoise}} = \text{Volume}_{\text{entretoise}} \times \text{Poids volumique Béton armé} = 7 \times (0.765 \times 2.5) = \mathbf{13.3875 \text{ Tonnes}}$$

$$P_{\text{entretoises}} = (2 \times 13.3875) = \mathbf{26.775 \text{ Tonnes}}$$

$$G_{\text{entretoises}} = \frac{26.775}{36} = \mathbf{0.743 \text{ Tonnes/ml}}$$

V.2.2 COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)

a) Les trottoirs :

Les dimensions de trottoirs ont (gauche et droite).

$$S_{\text{trottoir}} = 0.5 \times 0.25 = 0.125 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{trottoir}} = 0.125 \times 2.5 = 0.3125 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Pour les deux trottoirs : } P = 2 \times 0.3125 = \mathbf{0.625 \text{ t/ml.}}$$

b) Poids de la chape d'étanchéité :

$$G_{\text{chape d'étanchéité}} = \text{Epaisseur}_{\text{chape}} \times \text{Largeur roulable} \times \text{Poids Propre de la chape}$$

$$G_{\text{chape d'étanchéité}} = 0.005 \times 12 \times 1 \times 2.3 = \mathbf{0.138 \text{ Tonnes/ml}}$$

c) Poids du revêtement :

$$G_{\text{revêtement}} = \text{Epaisseur}_{\text{revêtement}} \times \text{Largeur roulable} \times \text{Poids Propre du revêtement}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 0.075 \times 12 \times 2.4 = \mathbf{2.16 \text{ Tonnes/ml}}$$

d) Poids des corniches :

$$G_{\text{corniches}} = (\text{surface}_{\text{corniche}} \times \text{poid propre du béton})$$

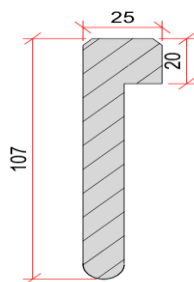


Figure V-4: Corniche

$$G_{\text{corniches}} = (0.1605 \times 2.5) = 0.4012 \text{ Tonnes/ml}$$

e) **Poids des garde-corps :**

$$G_{\text{garde-corps}} = 0.15 \times 2 = 0.3 \text{ Tonnes/ml}$$

Le bilan des charges permanentes :

Tableau V-1: Tableau récapitulatif des charges.

Les charges	Élément	Poids (T/ml)	Poids total (T)
Cp	Poutres	11.312	407.232
	Dalle	6.8515	246.654
	Pré-dalles	0.707	25.452
	Entretoise	0.743	26.748
CCP	Les trottoirs	0.625	22.500
	Étanchéité	0.138	4.9680
	Revêtement	2.160	77.760
	Les corniches	0.4012	14.443
	Les garde-corps	0.300	10.800
G (une seul travée)		23.23	836.557

V.3 EVALUATION 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 : **Lr = 12 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 : **Lc = 11 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.

$$n = \text{int} \left(\frac{11}{3} \right) = 3 \text{ voies.}$$

V.3.2.4 LARGEUR D'UNE VOIE

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies. Pour notre pont, on introduit une bande dérasée de gauche de 0.5 m et une bande dérasée de droite de 1 m, Donc il reste 10.5 mètre pour la diviser en voies de circulation. $V = \frac{10.5}{3} = 3.5\text{m}$

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 Lr (**pour plus de détails voir l'annexe D.1**).

On a Lr = 12 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

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+35} = 9.9 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{0.99 \text{ Tonnes/m}^2}$$

A partir de A(l) on calcule A₁(l) en [KN/m²], selon la relation :

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

a₁ coefficient de dégressivité (**voir l'annexe D.1**).

La charge finale A₂(l) pour chaque voie de circulation est calculée par l'équation :

$$A_2(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur voies chargées}$$

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

Où :

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

v_0 : largeur d'une voie selon RCPR (voir l'annexe D.1).

v : est la largeur réelle d'une voie.

Donc :
$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

On résume les résultats sur le tableau suivant : (plus de détails voir l'annexe D.1)

Tableau V-2: Valeurs de la charge $A(l)$

Nbr de voies	L (m)	A(l) en T/m ²	a1	a2	A(l) × a2 × a1 T/m ²	Largeur voies chargées	A ₂ (l) en T/m
1	35	0.99	1	1	0.99	3.5	3.46
2	35	0.99	1	1	0.99	7	6.92
3	35	0.99	0.9	1	0.89	10.5	9.34

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, les files peuvent être accolées ou non.

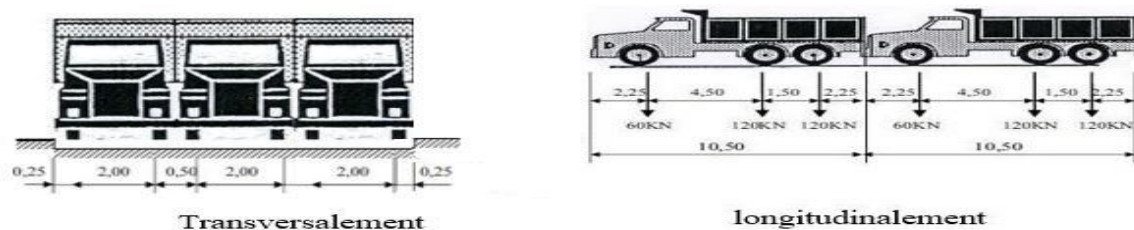


Figure V-5: Disposition de système Bc sur le pont.

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 (**voir l'annexe D.1**).

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

On résume les résultats sur le tableau suivant : (**pour plus de détails voir l'annexe D.1**)

Tableau V-3: Valeurs des coefficients de majoration dynamique Système Bc

Nbr des files chargées	bc	S (T)	G (T)	δBc
1	1.2	72	836.557	1.061
2	1.1	132	836.557	1.071
3	0.95	171	836.557	1.078

V.3.4.2 SYSTEME DE CHARGE Bt

Un tandem du système B_t 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 est 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.

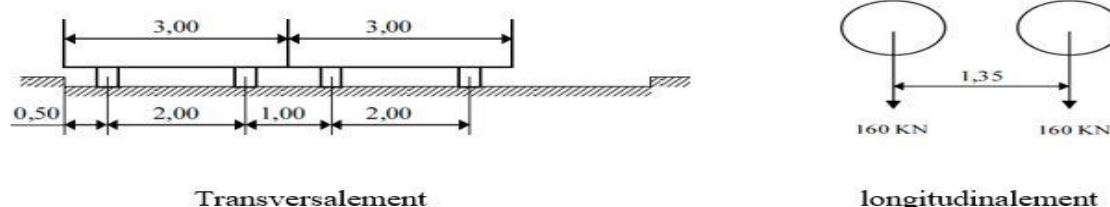


Figure V-6: Disposition de système Bt sur le pont

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t (**voir l'annexe D.1**).

➤ Calcul du coefficient de majoration dynamique :

On résume les résultats sur le tableau suivant : (plus de détails voir l'annexe D.1)

Tableau V-4: Valeurs des coefficients de majoration dynamique Système Bt

Nbr des files chargées	bt	S (T)	G (T)	δBt
1	1.2	38.4	836.557	1.055
2	1.2	76.8	836.557	1.062

V.3.4.3 SYSTEME DE CHARGE Br

Il se compose d'une roue isolée de poids égal à 10 Tonnes. Sa surface d'impact est un rectangle dont le grand côté de 0.6 m se trouve dans la direction transversale, le petit côté de 0.3m est suivant l'axe longitudinal du pont.

La roue Br peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier. Ce système est souvent utilisé dans l'étude des effets locaux du tablier tel que le poinçonnement de l'hourdis.

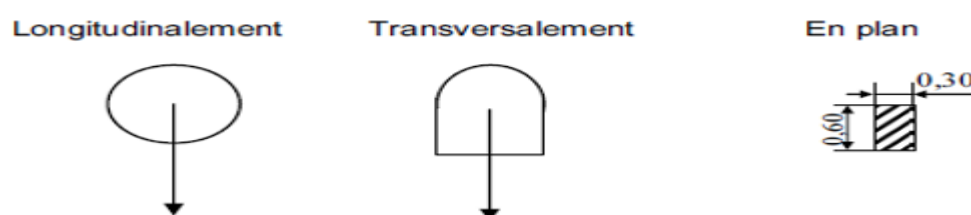


Figure V-7: Système Br

➤ Calcul du coefficient de majoration dynamique :

On ne peut disposer qu'une seule roue le long du tablier, On résume les résultats sur le tableau suivant : (plus de détails voir l'annexe D.1)

Tableau V-5:: Valeur du coefficient de majoration dynamique système Br

Nbr des files chargées	S (T)	G (T)	δBr
1	38.4	836.557	1.050

V.3.5 EFFORTS DE FREINAGE

Les charges des chaussées des systèmes de charge A(l) et B_c 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 B_c est donné d'après le RCPR :

$$Fr_{(Bc)} = bc \times Bc$$

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 :

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

On résume les résultats sur le tableau suivant : **(pour plus de détails voir l'annexe D.1)**

Tableau V-6: Valeurs des efforts de freinage

Système de surcharge	Effort de freinage (T)
Bc	28.5
Al	15.63

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.

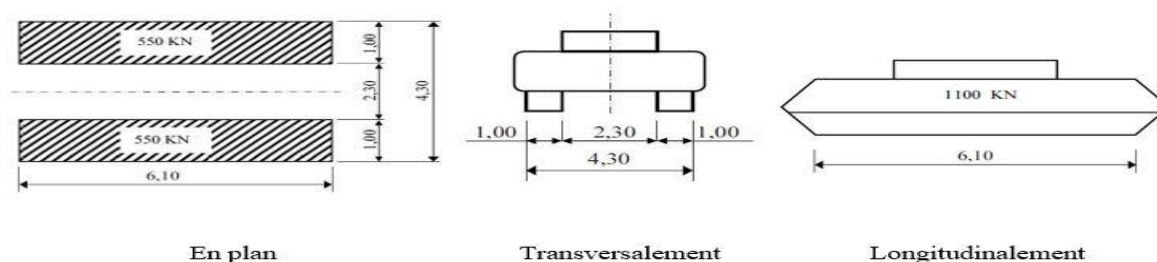


Figure V-8: Disposition de système Mc120

➤ **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 : **(pour plus de détails voir l'annexe D.1)**

Tableau V-7: Valeur du coefficient de majoration dynamique système Mc120

Nbr des files chargées	S (T)	G (T)	δ Br
1	110	836.557	1.067

➤ **Calcul de la charge Q_{Mc120} :** $Q_{Mc120} = \frac{110 \times 1.067}{6.1} = 19.25 \text{ Tonnes/ml}$

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.

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

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

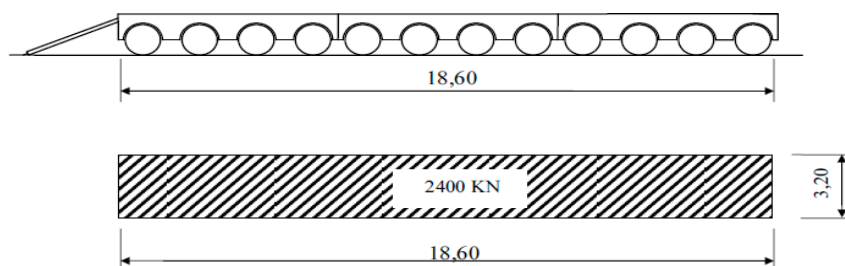


Figure V-9: Convoi D240

- **Calcul de la charge Q_{D240} :**
$$Q_{D240} = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ Tonnes/ml}$$

V.4 EVALUATION DES CHARGES HORS TRAFIC

V.4.1 ACTIONS THERMIQUES

V.4.1.1 VARIATION UNIFORME DE TEMPERATURE

La variation linéaire du tablier de pont est calculée en utilisant l'écart entre la température extrême et la température de référence T_{ref} pour laquelle l'ouvrage a été construit.

Notre ouvrage est situé à la commune de Tassadane Haddada (Au nord d'Algérie), les données climatiques montrent que l'étendue de températures est située entre $+22.7 \text{ }^\circ\text{C}$ et $+6.3 \text{ }^\circ\text{C}$ (voir l'annexe A.1).

La température de référence est généralement comprise entre $+10^\circ$ et $+25^\circ$, dans notre cas $T_{ref} = +13.9 \text{ }^\circ\text{C}$. Donc l'écart de la température :

- **Raccourcissement :** $\Delta T = T_{min} - T_{ref} = 6.3 - 13.9 = -7.6 \text{ }^\circ\text{C}$
- **Dilatation :** $\Delta T = T_{max} - T_{ref} = 22.7 - 13.9 = +8.8 \text{ }^\circ\text{C}$

L'allongement Δl du tablier est donné par la relation :
$$\Delta l = \alpha \times l_0 \times \Delta T$$

α est le coefficient de dilatation thermique :

- Béton armé : $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Acier : $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

l_0 est la longueur initiale du tablier à la température de référence : $(l_0 = 144\text{m})$

- **Dilatation :** $\Delta l = 9.9 \times 10^{-6} \times 144 \times 8.8 = 0.013 \text{ m.}$
- **Raccourcissement :** $\Delta l = 9.9 \times 10^{-6} \times 144 \times (-7.6) = - 0.011 \text{ m.}$

V.4.2 ACTION DE VENT.

Selon le RCPR2008: Pour les ouvrages en service, le vent exerce une pression horizontale statique appliquées aux surfaces frappées d'intensité égale à : **(Pour plus de détails voir l'annexe D.2)**

En service WH=2.00KN/m²

En construction WH=1.25KN/m².

V.4.3 ACTION SISMIQUE

Le séisme est considéré comme une action accidentelle. Le calcul sera effectué à l'aide de la méthode approchée avant de passer à une étude sismique détaillée.

V.4.3.1 CLASSIFICATION DES PONTS

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en groupes **(Voir l'annexe D.2).**

Les convois militaires et exceptionnels sont autorisés pour la circulation sur notre pont alors on la classe parmi les ponts stratégiques **(Groupe 1)**

V.4.3.2 CLASSIFICATION DES ZONES SISMQUES

D'après les données sismiques, Notre pont est situé en zone de sismicité moyenne **(zone IIa)**

V.4.3.3 COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE

Le coefficient d'accélération de zone est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont **(voir l'annexe D.2).** Pour notre cas: **A=0.25**

V.4.3.4 AMORTISSEMENT

Suivant RPOA version 2008, l'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux **(Voir l'annexe D.2).**

Remarque : le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier. Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc on prend : **Amortissement : $\xi = 5\%$.**

CHAPITRE

VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

VI.1.1 CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT DÛ À LA CHARGE PERMANENTE

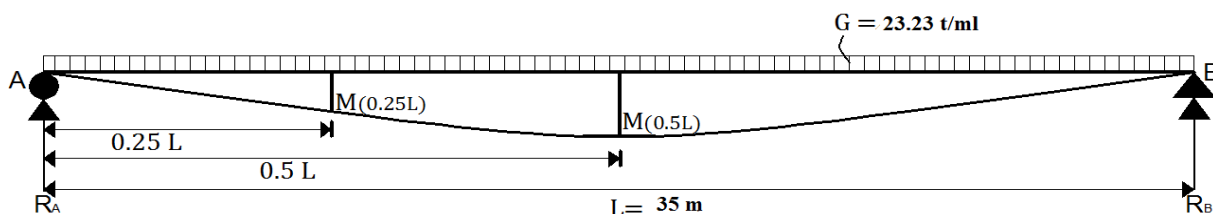


Figure VI-1:Le moment du a la charge permanente.

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses, $x = 0.5 L$ et $x = 0.25 L$.

➤ Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{23.23 \times 35}{2} = 405.525 \text{ t}$$

➤ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisses : $x = 0.25 L$:

$$M_{x=0.25L} = R_A \times \frac{L}{4} - \frac{G \times L}{4} \times \frac{L}{8} = 3 \times \frac{G \times L^2}{32} = 3 \times \frac{23.23 \times 35^2}{32} = 2667.82 \text{ t.m}$$

➤ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisses : $x = 0.5 L$:

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{23.23 \times 35^2}{8} = 3557.093 \text{ t.m}$$

VI.1.2 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE A(L)

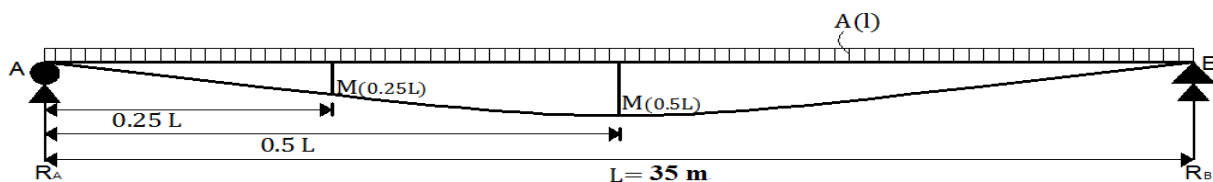


Figure VI-2:Le moment du a la charge A(L)

Tableau VI-1:Calcul des réactions R_A et R_B :

Paramètre	Formule	Voie chargée	
Réactions ($R_A = R_B$)	$R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2}$	1 VC	60.025 T
		2 VC	120.05 T
		3 VC	162.068 T

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI-2: Calcul du moment fléchissant du a A1

Paramètre	Formule	Voie chargée	
Moment fléchissant à l'abscisses : $x = 0.25 L$	$R_A \times \frac{L}{4} - \frac{A(l)1v \times L}{4} \times \frac{L}{8}$	1 VC	393.914 t.m
	$R_A \times \frac{L}{4} - \frac{A(l)2v \times L}{4} \times \frac{L}{8}$	2 VC	787.828 t.m
	$R_A \times \frac{L}{4} - \frac{A(l)3v \times L}{4} \times \frac{L}{8}$	3 VC	1063.572 t.m
Moment fléchissant à l'abscisse : $x = 0.5 L$	$A(l)_{1v} \times \frac{L^2}{8}$	1 VC	525.219 t.m
	$A(l)_{2v} \times \frac{L^2}{8}$	2 VC	1050.432 t.m
	$A(l)_{3v} \times \frac{L^2}{8}$	3 VC	1418.090 t.m

VI.1.3 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Bc

❖ Détermination de la section la plus défavorable

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.

Soit X la distance entre l'essieu de $6 t$ à gauche de la médiane et la résultante R comme le montre la figure ci-dessous :

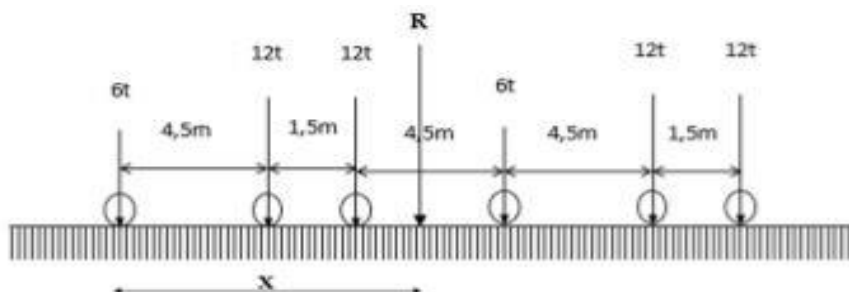


Figure VI-3: Disposition des charges du systèmes Bc.

❖ Théorème de BARRE :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvent symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante peut se trouver soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.

Premier cas : (la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre)

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

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

$$X_R = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} = 9.45$$

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$a = X_R - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m.}$$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12 tonnes (point C) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre :

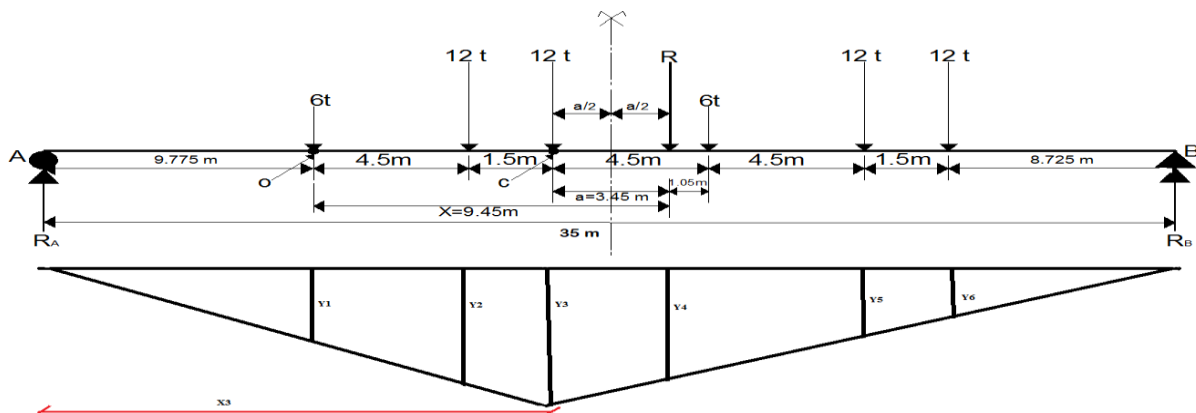


Figure VI-4: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

➤ Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (point C) :

D'après la similitude des triangles semblables :

La valeur de Y_3 est donnée par la formule suivante

$$Y_3 = \frac{X_3}{L} (L - X_3) = \frac{15.775}{35} (35 - 15.775) = 8.665$$

Pour calculer les ordonnées Y_i on utilise l'équation :

- $Y_i = \frac{8.665}{15.775} * X_i$ pour : $0 \leq X_i \leq 15.775$
- $Y_i = \frac{8.665}{19.225} * (L - X_i)$ pour : $15.775 \leq X_i \leq 35$

On obtient le tableau suivant :

Tableau VI-3: Ordonnées des lignes d'influence du 1er cas de la charge Bc

X_i	9.775	14.275	15.775	20.275	24.775	26.275
Y_i	5.369	7.841	8.665	6.636	4.608	3.932

Le moment max au Pt C est donné par la formule suivante :

$$M_c = \sum P_i * Y_i = 372.582$$

t.m

Deuxième cas :

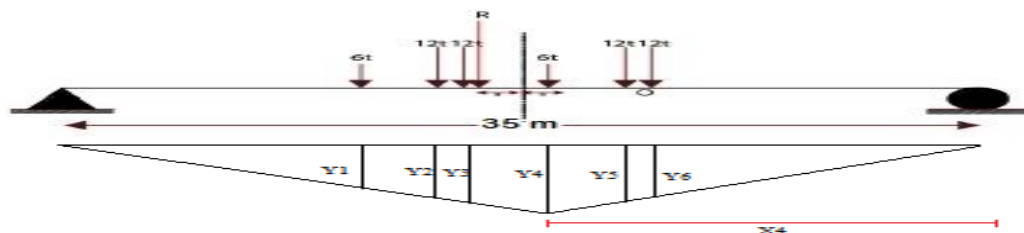


Figure VI-5: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à gauche de l'axe de la poutre

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

Remarque :

Si on refaire le calcul du moment fléchissant M_C on supposant que la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre on trouve :

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

$$X_R = 9,45 \text{ m} \quad a = 1.05 \text{ m} \quad X_4 = 16.975 \quad Y_4 = 8.742$$

La même méthode utilisée dans le cas précédent on obtient le tableau suivant :

Tableau VI-4: Ordonnées des lignes d'influence du 2^{em} cas de la charge Bc

X_i	7.525	12.025	13.525	18.025	22.525	24.025
Y_i	3.649	5.832	6.559	8.742	6.424	5.652

Le moment max est : $M_c = \sum P_i * Y_i = 367.95 \text{ t.m}$

Donc le cas le plus défavorable est le 1^{er} cas : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

Une voie chargée :

$$M_{1/C} = M/C \times \delta_{Bc1} \times b_{c1} = 474.371 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées :

$$M_{2/C} = M/C \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2 = 877.877 \text{ t.m}$$

Trois voies chargées :

$$M_{3/C} = M/C \times \delta_{Bc3} \times b_{c3} \times 3 = 1144.683 \text{ t.m}$$

➤ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivant :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{a} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{b} \quad \text{et} \quad \sum_{i=1}^{i=j-1} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=n} \frac{P_i}{b}$$

Pour : $X = 0.25 L$: $a = 8.75 \text{ m}$ $b = 26.25 \text{ m}$

Tableau VI-5: Recherche de la section dangereuse C

P_i	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition1	$\frac{6}{8.75} > \frac{54}{26.25}$	$\frac{18}{8.75} > \frac{42}{26.25}$	$\frac{30}{8.75} > \frac{30}{26.25}$	$\frac{36}{8.75} > \frac{24}{26.25}$	$\frac{48}{8.75} > \frac{12}{26.25}$	$\frac{60}{8.75} > \frac{0}{26.25}$
Résultats	Non	Oui	Oui	Oui	Oui	oui
Condition2	$\frac{0}{8.75} \leq \frac{60}{26.25}$	$\frac{6}{8.75} \leq \frac{54}{26.25}$	$\frac{18}{8.75} \leq \frac{42}{26.25}$	$\frac{30}{8.75} \leq \frac{30}{26.25}$	$\frac{36}{8.75} \leq \frac{24}{26.25}$	$\frac{48}{8.75} \leq \frac{12}{26.25}$
Résultats	Oui	Oui	Non	Non	Non	Non

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0.25L).

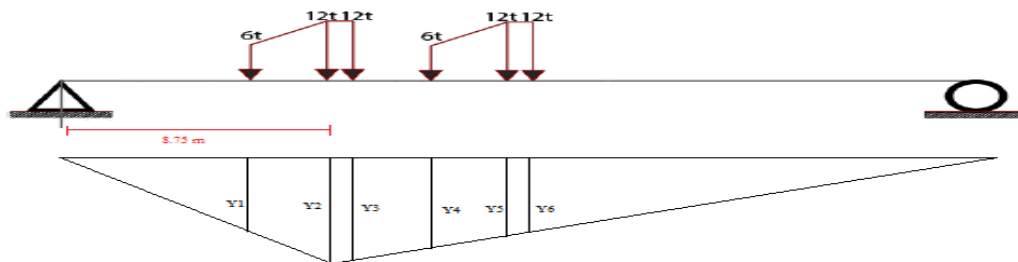


Figure VI-6 : Disposition du convoi Bc (pour la section x=0.25L)

$$Y_2 = \frac{8.75}{35} (35 - 8.75) = 6.5625$$

La même méthode utilisée dans le cas précédent on obtient le tableau suivant :

Tableau VI-6: Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section x=0.25L)

X_i	4.25	8.75	10.25	14.75	19.25	20.75
Y_i	3.1875	6.5625	6.1875	5.0625	3.9375	3.5625

Le moment max est : $M_c = \sum P_i \times Y_i = 292.5 \text{ t.m}$

Une voie chargée :

$$M_{1/0.25L} = M/c \times \delta_{Bc1} \times b_{c1} = 372.412 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées :

$$M_{2/0.25L} = M/c \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2 = 689.1885 \text{ t.m}$$

Trois voies chargées :

$$M_{3/0.25L} = M/c \times \delta_{Bc3} \times b_{c3} \times 3 = 898.647 \text{ t.m}$$

VI.1.4 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA CHARGE Bt

- Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (au droit de la charge P1) :

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médiane. Appliquons le Théorème de Barré, on aura :

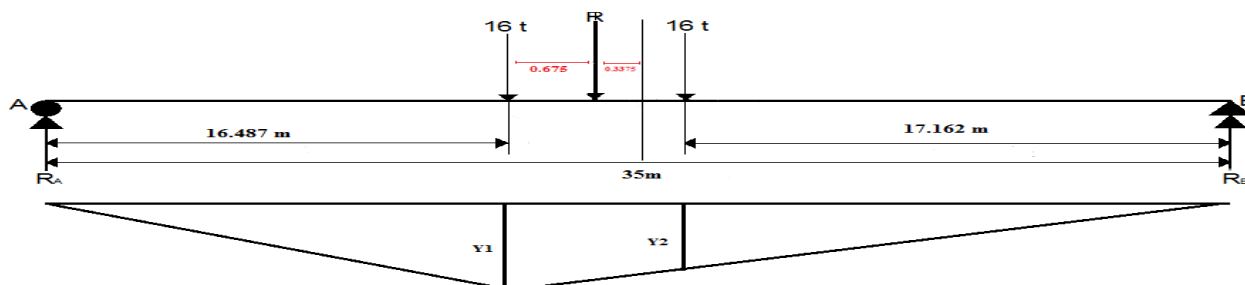


Figure VI-7: Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse)

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$Y_1 = \frac{16.487}{35} (35 - 16.487) = 8.72$$

$$Y_2 = 8.08$$

Le moment max est :

$$M = \sum P_i \times Y_i = 268.8 \text{ t.m}$$

Un tandem :

$$M_{1\max} = M \times \delta B t_1 \times b t_1 = 339.288 \text{ t.m}$$

Deux tandems

$$M_{2\max} = M \times \delta B t_2 \times b t_2 \times 2 = 683.078 \text{ t.m}$$

- **Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25L$ (au droit de la charge P1) :**

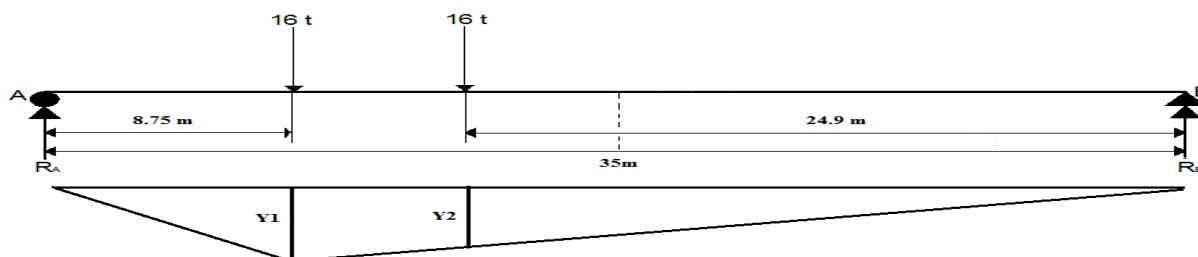


Figure VI-8: Disposition du convoi Bt (pour la section $x = 0.25L$)

$$Y_1 = \frac{8.75}{35} (35 - 8.75) = 6.5625$$

$$Y_2 = 6.225$$

Le moment au droit de la charge P1 est :

$$M = \sum P_i \times Y_i = 204.6 \text{ t.m}$$

Un tandem :

$$M_{1/0.25L} = M \times \delta B t_1 \times b t_1 = 259.023 \text{ t.m}$$

Deux tandems

$$M_{2/0.25L} = M_{0.25L} \times \delta B t_2 \times b t_2 \times 2 = 521.484 \text{ t.m}$$

VI.1.5 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Br

- **Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse ($0.5 L$) :**

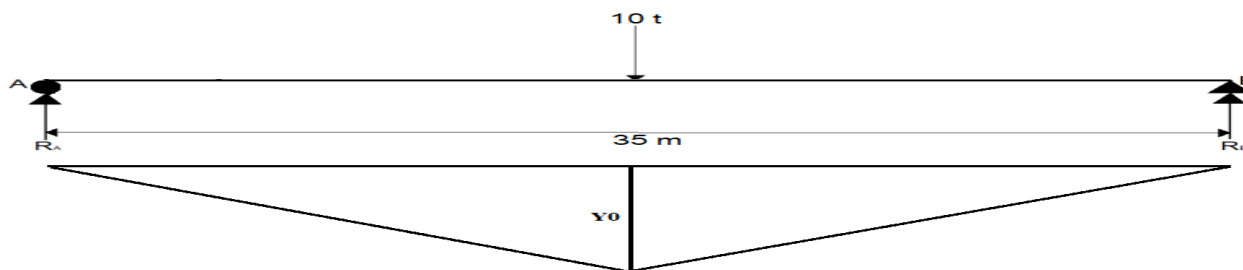


Figure VI-9: Disposition du convoi Br (pour la section $x = 0.5 L$)

$$Y_0 = \frac{17.5}{35} (35 - 17.5) = 8.75$$

Le moment au droit de la charge est :

$$M = \sum P_i \times Y_i = 87.5 \text{ t.m}$$

$$M_{maj} = M \times \delta_{Br} = 91.875 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

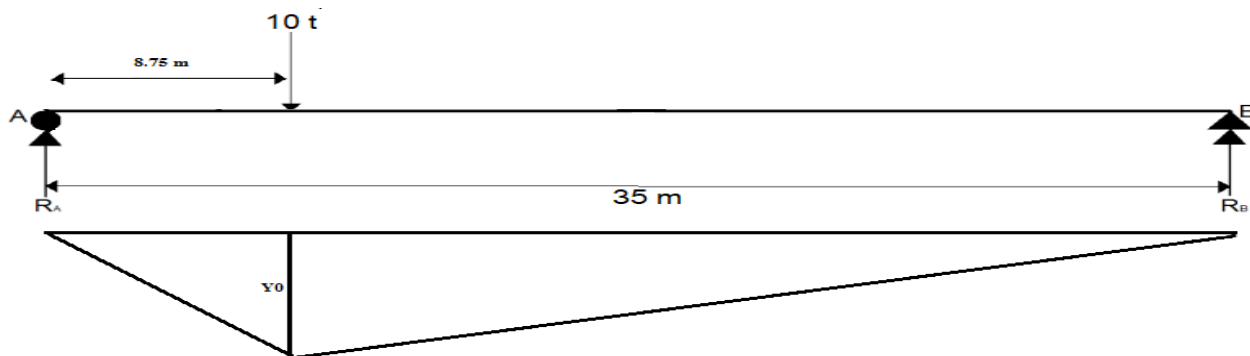


Figure VI-10: Disposition du convoi Br (pour la section $x=0.25L$)

$$Y_0 = \frac{8.75}{35} (35 - 8.75) = 6.5625$$

Le moment au droit de la charge est : $M = \sum P_i \times Y_i = 65.625 \text{ t.m}$

$$M_{maj} = M \times \delta_{Br} = 68.90 \text{ t.m}$$

VI.1.6 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Mc120

- Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse ($0.5 L$) :

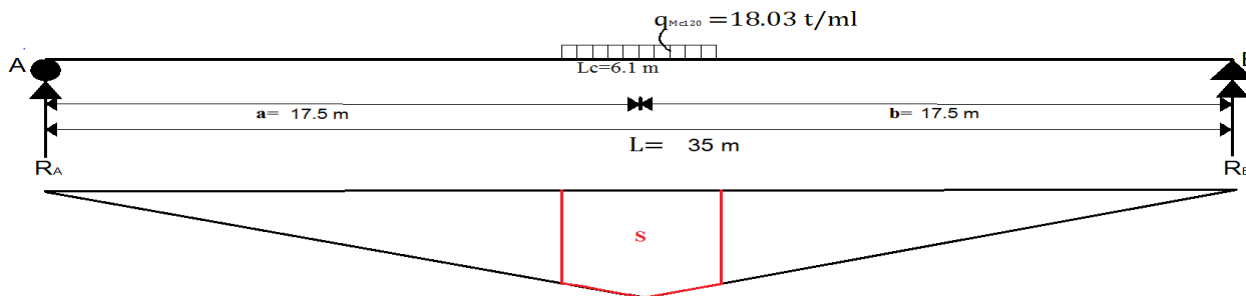


Figure VI-11: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.5L$)

- Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.5 L$: $M = q \times S$

Avec : $S = \frac{a \times b}{L} \times Lc \times \left(1 - \frac{Lc}{2 \times L}\right)$

On a : $S = \frac{17.5 \times 17.5}{35} \times 6.1 \times \left(1 - \frac{6.1}{2 \times 35}\right) = 48.72375 \text{ m}^2$

$$M = 878.635 \text{ t.m}$$

$$M_{maj} = M \times \delta_{Mc120} = 837.5035 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

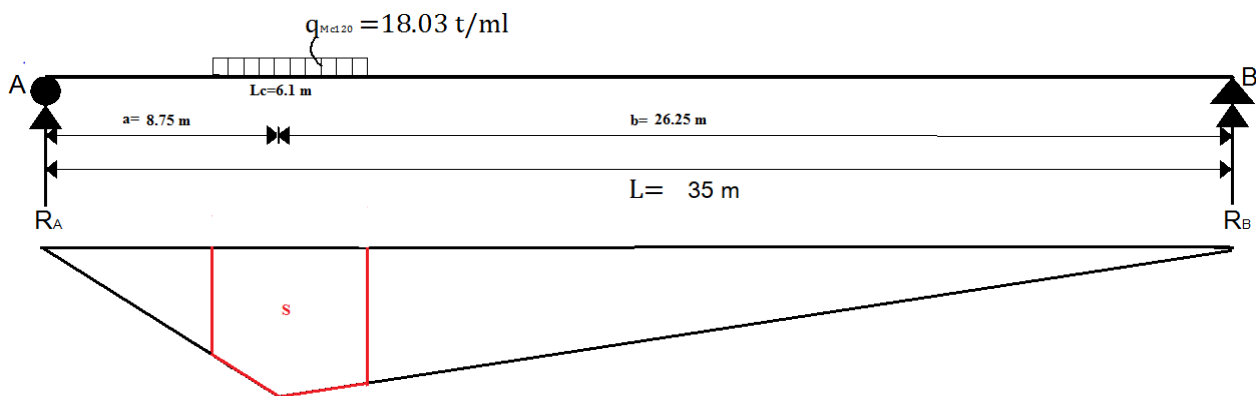


Figure VI-12: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.25L$)

$S = 36.5428 \text{ m}^2$ $M = 658.976 \text{ t.m}$ $M_{\text{maj}} = M \times \delta_{\text{Mc120}} = 703.127 \text{ t.m}$

VI.1.7 CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE D240

➤ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.5 L$:

On procède de la même manière que la surcharge Mc120 pour déterminer le moment : $M=q \times S$

On a: $S = 119.505 \text{ m}^2$ $M = q \times S = 12.903 \times 119.505 = 1542 \text{ t.m}$

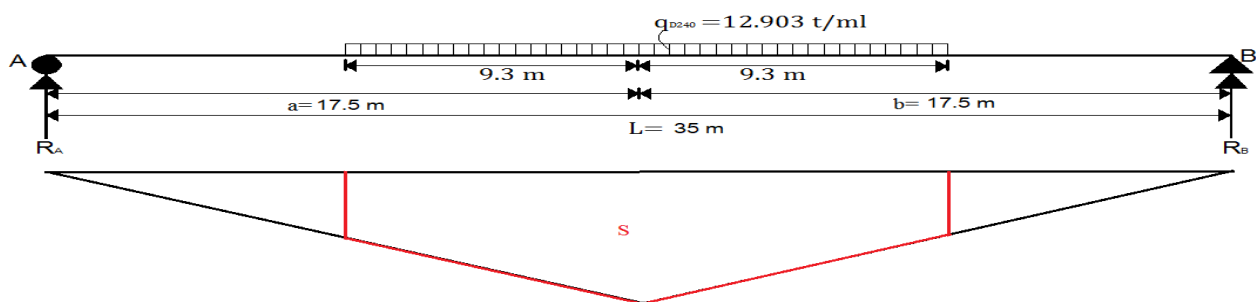


Figure VI-13: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.5L$)

➤ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$: $M=q \times S$

On a: $S = 89.628 \text{ m}^2$ $M = q \times S = 12.903 \times 89.628 = 1156.47 \text{ t.m}$

❖ **LE BILAN**

Tableau VI-7: Le bilan des moments fléchissant

Charge et surcharge		$M_{0.25L}$	$M_{\text{max}} \text{ (t.m)}$	$M_{\text{max/Poutre}} \text{ (t.m)}$
Charge permanent G		2667.82	3557.093	444.636
A(l)	1 voie	393.914	525.219	65.652
	2 voies	787.828	1050.432	131.304
	3 voies	1063.572	1418.090	177.26
	1 voie	372.412	474.371	59.296

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

B_c	2 voies	589.1885	877.877	109.734
	3 voies	898.647	1144.683	143.085
B_t	1 tandem	259.023	339.288	42.411
	2 tandems	521.484	683.078	85.384
B_r		68.90	91.875	11.484
Mc120		703.127	937.5035	117.187
D240		1156.47	1542.01	192.751

VI.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

VI.2.1 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA CHARGE PERMANENTE

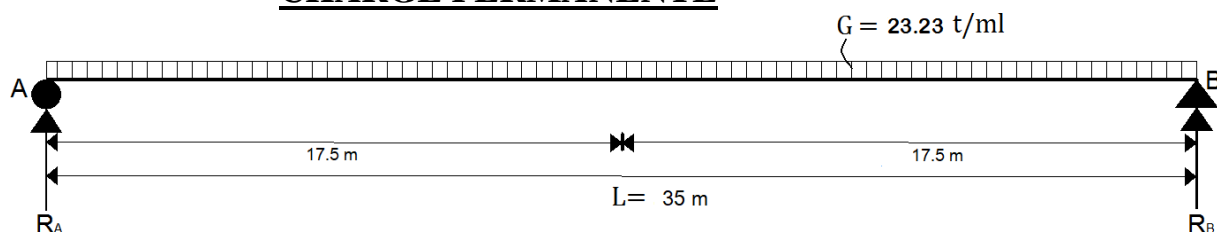


Figure VI-14: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seule.

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = G \times \frac{L}{2} = 406.525 \text{ T}$$

- Calcul de l'effort tranchant à $x = 0$:

$$T_{x=0} = R_A = 406.525 \text{ T}$$

- Calcul de l'effort tranchant à $x = 0.25L$:

$$T_{x=0.25L} = R_A - \frac{G \times L}{4} = 203.262 \text{ T}$$

VI.2.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE A(L)

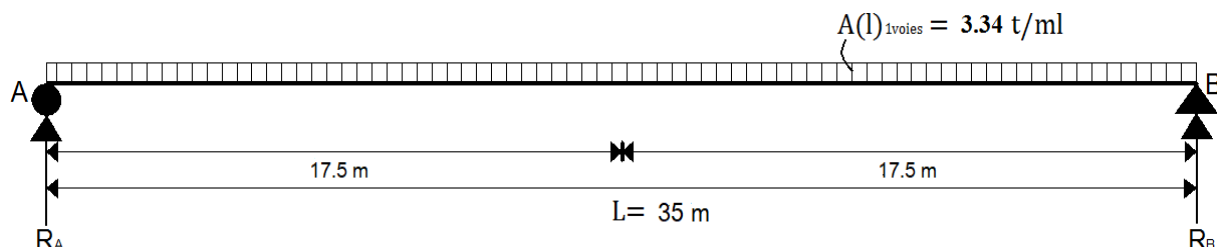


Figure VI-15: Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L).

- Calcul de l'effort tranchant à $x = 0$:

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI-8: Calcul de l'effort tranchant du a Al

Paramètre	Formule	Voie chargée	
l'effort tranchant à $x = 0$	$T_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2}$	1 VC	60.025 T
	$T_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L}{2}$	2 VC	120.05 T
	$T_{3v} = A(l)_{3v} \times \frac{L}{2}$	3 VC	162.067 T
l'effort tranchant à $x = 0.25L$	$T_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L}{4}$	1 VC	30.012 t
	$T_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L}{4}$	2 VC	60.025 t
	$T_{3v} = A(l)_{3v} \times \frac{L}{2}$	3 VC	81.033 t

VI.2.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÙS À LA SURCHARGE Bc

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, l'effort tranchant à la section $X = 0.0L$ et $X = 0.25L$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.0L$:

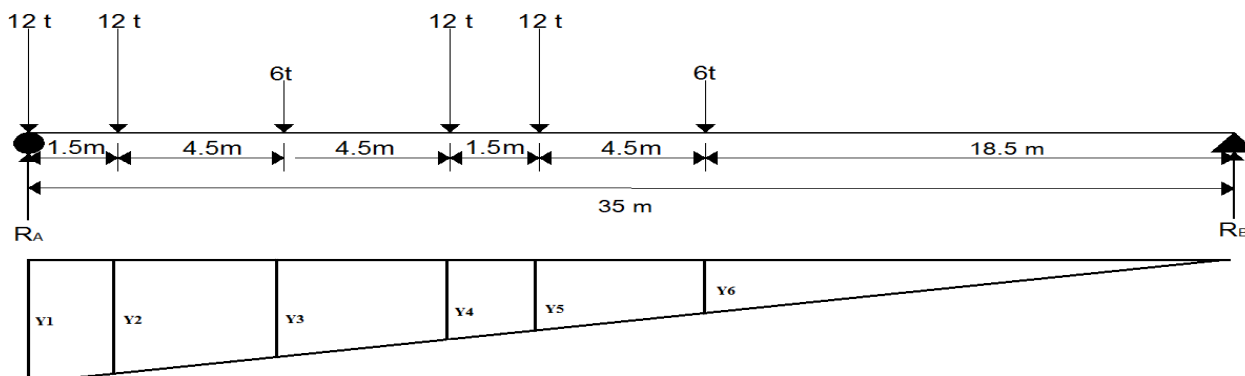


Figure VI-16: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$)

$$T = \sum P_i * Y_i \quad \text{Avec } Y_i = \frac{b_i}{L}$$

Pour $x = 0.0L$: $a = 0 \text{ m}$ $b = 35 \text{ m}$ $Y_1 = \frac{35}{35} = 1$

La même formule de Y_i utilisée dans le cas précédent (la méthode de T'haes), on obtient le tableau suivant :

Tableau VI-9: Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section $x=0.0L$)

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur	1	0.975	0.828	0.7	0.657	0.528

$$T = 48.12 \text{ t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Bc1} \times b_{c1} = 61.266 \text{ t}$

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

Deux voies chargées : $T_{2v} = T \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2 = \mathbf{113.38 t}$

Trois voies chargées $T_{3v} = T \times \delta_{Bc3} \times b_{c3} \times 3 = \mathbf{147.83 t}$

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:**

On procède de la même manière que la section $x = 0.0L$ on obtient le tableau suivant :

Tableau VI-10: Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section $x = 0.25L$)

Y _i	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur	0.75	0.707	0.578	0.45	0.407	0.278

$$T = \mathbf{32.904 t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Bc1} \times b_{c1} = \mathbf{41.983 t}$

Deux voies chargées : $T_{2v} = T \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2 = \mathbf{77.528 t}$

Trois voies chargées $T_{3v} = T \times \delta_{Bc3} \times b_{c3} \times 3 = \mathbf{101.090 t}$

VI.2.4 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Bt

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.0L$:**

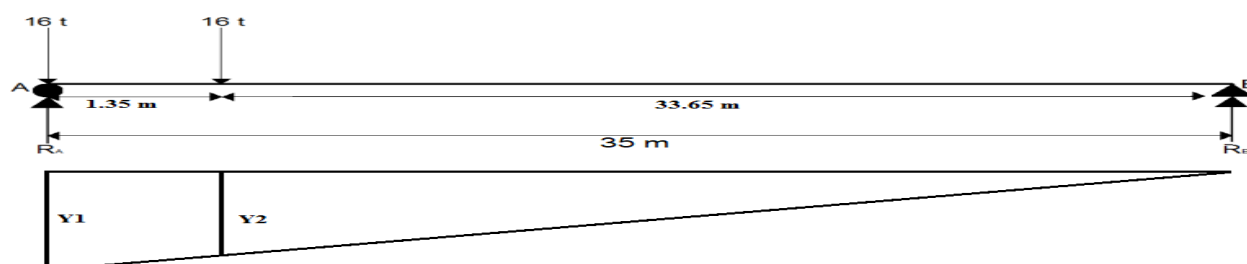


Figure VI-17: Disposition du convoi Bt (pour la section $x = 0.0L$)

$$Y_1 = \frac{35}{35} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33.65}{35} = 0.961$$

$$T = \mathbf{31.376 t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Bt1} \times b_{t1} = \mathbf{39.722 t}$

Deux voies chargées $T_{2v} = T_{\max} \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2 = \mathbf{79.971 t}$

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:**

On procède de la même manière que la section $x = 0.0L$ on obtient :

$$Y_1 = \frac{26.25}{35} = 0.75$$

$$Y_2 = \frac{33.65}{35} = 0.711$$

$$T = \mathbf{23.376 t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Bt1} \times b_{t1} = \mathbf{29.594 t}$

Deux voies chargées $T_{2v} = T_{\max} \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2 = \mathbf{59.580 t}$

VI.2.5 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Br

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.0L$:

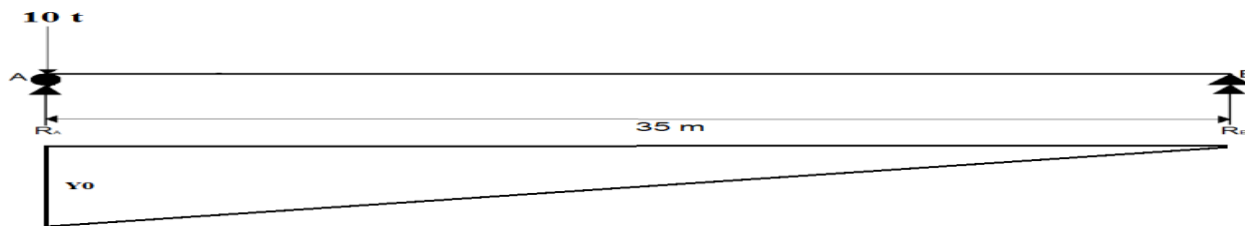


Figure VI-18: Disposition du convoi Br (pour la section $x=0.0L$)

$$Y_0 = \frac{35}{35} = 1 \qquad T = 10 \text{ t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Br} = 10.51 \text{ t}$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

$$Y_0 = \frac{26.25}{35} = 0.7 \qquad T = 7 \text{ t}$$

Une voie chargée : $T_{1v} = T \times \delta_{Br} = 7.357 \text{ t}$

VI.2.6 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE Mc120

• En utilisant la méthode de la RDM :

$$\sum M/b = (R_A * L) - (q * 6.1 * (b - \frac{6.1}{2})) = 0 \qquad (R_A = T_{max})$$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.0L$:

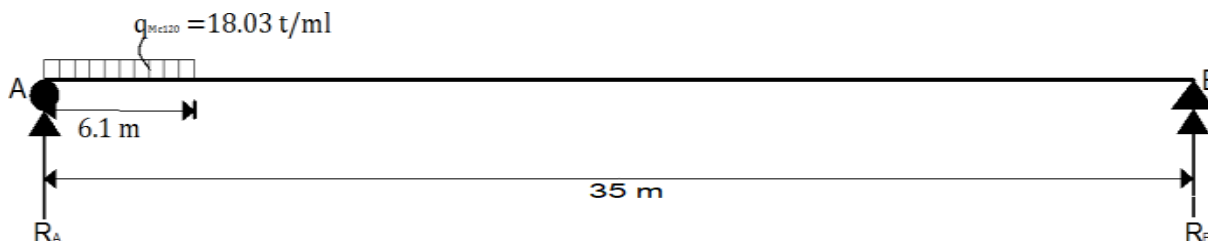


Figure VI-19: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.0L$)

Pour $x = 0.0L$ on a : $a = 0 \text{ m}$ $b = 35 \text{ m}$ $q = 18.03 \text{ t/ml}$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (18.03 * 6.1 * (35 - \frac{6.1}{2})) = 0$$

$R_A = 100.4 \text{ t}$ $T_{0.0L} = R_A = 100.4 \text{ t}$ $T_{max} = R_A \times \delta_{Mc120} = 107.136 \text{ t}$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

Pour $x = 0.25L$ on a : $a = 8.75 \text{ m}$ $b = 26.25 \text{ m}$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (18.03 * 6.1 * (26.25 - \frac{6.1}{2})) = 0$$

$$R_A = 72.90 \text{ t}$$

$$T_{0.25L} = R_A = 72.90 \text{ t}$$

$$T_{\max} = R_A \times \delta M c_{120} = 77.784 \text{ t}$$

VI.2.7 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DÛS À LA SURCHARGE D240

Avec la méthode de RDM utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant dû à la surcharge D240 :

$$\sum M/b = (R_A * L) - (q * 18.6 * (b - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = T_{\max}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.0L$:

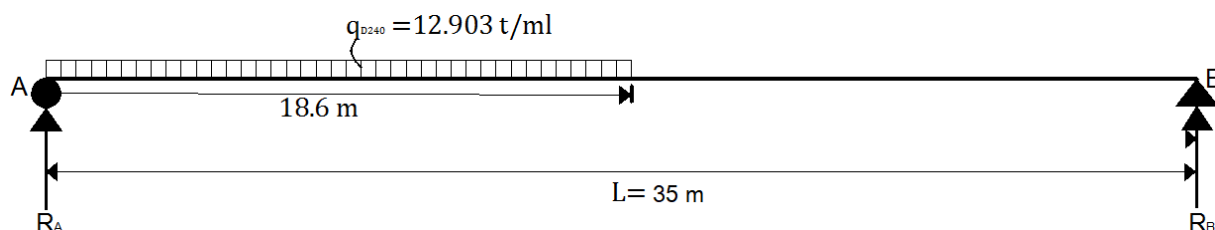


Figure VI-20: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.0L$)

Pour $x=0.0L$ on a :

$$a = 0 \text{ m}$$

$$b = 35 \text{ m.}$$

$$q = 12.903 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (12.903 * 18.6 * (35 - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = 176.229 \text{ t}$$

$$T_{0.0L} = R_A = 176.229 \text{ t}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

Pour $x=0.0L$ on a :

$$a = 8.75 \text{ m}$$

$$b = 26.25 \text{ m.}$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (12.903 * 18.6 * (26.25 - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = 176.229 \text{ t}$$

$$T_{0.25L} = R_A = 116.226 \text{ t}$$

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

❖ LE BILAN

Tableau VI-11: Le bilan des efforts tranchants

Charge et surcharge		$T_{0.25L}$	$T_{max} (t)$	$T_{max/Poutre} (t)$
Charge permanent G		203.262	406.525	50.815
A(l)	1 voie	30.012	60.025	7.503
	2 voies	60.025	120.050	15.006
	3 voies	81.033	162.067	20.258
B_c	1 voie	41.983	61.266	7.658
	2 voies	77.528	113.38	14.172
	3 voies	101.090	147.83	18.478
B_t	1 tandem	29.59	39.722	4.965
	2 tandems	59.580	79.971	9.996
B_r		7.357	10.51	1.313
Mc120		77.784	107.136	13.392
D240		116.226	176.229	22.028

CHAPITRE

VII :LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1 INTRODUCTION

Les méthodes d'analyse structurale seront rangées dans deux familles distinctes :

- **La première considère que les sections transversales sont rigoureusement indéformables (Méthode de J. COURBON)**
- **La seconde prend en compte, d'une façon plus ou moins accentuée, la déformabilité des sections (Méthode de GUYON-MASSONET-BARREZ (GMB))**

Dans ce chapitre, on va calculer la répartition transversale des efforts à l'aide de la méthode GUYON-MASSONET- BARREZ.

VII.2 LA METHODE DE GUYON-MASSONET

La méthode de Guyon-Massonnet 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.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $e=1/4b$; $e=0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y= \pm b$; $y= \pm 3/4b$; $y= \pm 1/2 b$; $e= \pm 1/4b$; $y=0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($\kappa\alpha$, $\varepsilon\alpha$, $\mu\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

VII.2.1 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

La largeur active est (2b).

Le pont est constitué de 8 poutres espacées de $b_0 = 1.7$ m, donc la largeur active du pont sera :

$$2b = nb_0 = 8 \times 1.7 \quad \text{alors :} \quad 2b=13.6 \text{ m} \quad \text{donc :} \quad b = 6.8 \text{ m}$$

VII.2.1.1 POSITION ACTIVE DES POUTRES

Nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur $b=6.8$, comportant 4 poutres.

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont, la position de la poutre N°i sera donc $1,7i + 0.85$

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle b.

La position active de la poutre P_x sera : $\frac{1.7 x}{6.8} b$

On obtient le tableau suivant :

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VII-1: Numérotation des poutres et ces positions actives.

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
Position	-0.875b	-0.625b	-0.375b	-0.125b	0.125b	0.375b	0.625b	0.875b



Figure VII-1: La disposition des poutres

VII.2.1.2 CALCUL DES PARAMETRES α ET θ :

➤ Paramètre d'entretoisement θ :

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} 4 \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad \rho_E = \frac{B_P}{b_0} \quad \text{et} \quad \rho_E = \frac{B_E}{b_0}$$

Désignons par :

- $B_P = EI_P$ la rigidité flexionnelle des poutres.
- $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises.

Avec :

- b_0 : distance entre-axe des poutres.

- l_0 : distance entre axe des entretoises.

La distance entre-axe des poutres est $b_0 = 1.7$ m

$$I_P = 57802648.302 \text{ cm}^4$$

a) Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml)

$$\rho_P = EI_P/b_0 = 340015.578 \text{ E}$$

b) Rigidité flexionnelle de la dalle (/ml)

$$I_d = (l_0 d^3 / 12) = 100 \times (22)^3 / 12 = 88733.33 \text{ cm}^4$$

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_d / l_0 = 88733.33 \times E / 100 = 887.33 E$$

$$\text{Donc : } \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}} = \frac{6.8}{36} \sqrt[4]{\frac{340015.578 E}{887.33 E}} = 0.859$$

➤ Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_P \cdot \rho_D}} \quad \gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \quad \text{et} \quad \gamma_D = \gamma_E = \frac{C_E}{b_0}$$

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

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

Désignons par :

- $C_p = GI_{Pt}$ la rigidité à la torsion des poutres.
- $C_E = GI_{Et}$ la rigidité à la torsion des entretoises.
- $G = E/2(1+\nu)$; ν coefficient de poisson.

a) Rigidité torsionnelle de la poutre (/ml) :

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right)$$

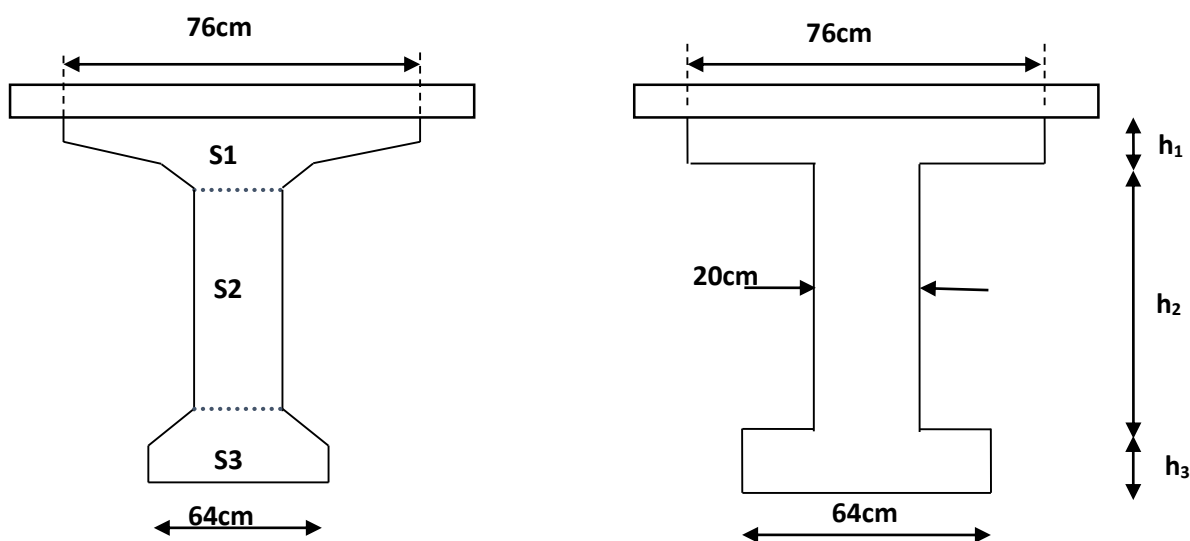


Figure VII-2: La poutre équivalente

- h : Épaisseur de la dalle. - b_i : la plus grande portée. - h_i : la plus petite coté.
- G : module de déformation transversale du béton.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

$$s_1 = h_1 \times 76 = 1046 \text{ cm}^2 \quad h_1 = 13,76 \text{ cm}$$

$$s_3 = h_3 \times 64 = 1910 \text{ cm}^2 \quad h_3 = 29,84 \text{ cm}$$

$$h_2 = 190 - (h_1 + h_3) = 146,4 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2,4} \left[76 \times 13,76^3 + 146,4 \times 20^3 + 64 \times 29,84^3 + \frac{170 \times 22^3}{2} \right] = 552052,90E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{552052,90E}{170} = 3247,37E$$

b) **Rigidité torsionnelle de l'entretoise (/ml) :**

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2,4} \times 88733,333 = 73944,441E$$

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{73944,441E}{100} = 739,444E$$

Donc :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = \frac{E(3247,37 + 739,444)}{2E \times \sqrt{340015,578 \times 887,333}} = 0,114$$

VII.2.2 CALCUL LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT

VII.2.2.1 COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE K

Ils dépendent :

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

Les valeurs de K pour ($\alpha=0$ et $\alpha=1$) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignées 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 SATTLE.

Si $0 \leq \theta \leq 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$

Si $0,1 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$

Où : $\beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065 - \theta)}{0,663} \right]}$ $\beta = 1 - e^{\frac{0,065 - 0,859}{0,663}} = 0,698$

Avec : K_0 : valeur de K correspondant à $\alpha = 0$ K_1 : valeur de K correspondant à $\alpha = 1$

On fait une interpolation de la valeur de K_α pour $\alpha=0,114$ et $\theta=0,859$ depuis les 4 tableaux de coefficients pour $\theta=0,85$ et $\theta=0,9$ et $\alpha=0$ et $\alpha=1$; pour obtenir le tableau ci-dessous (**voir les tableaux dans l'annexe E.1**) :

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VII-2: Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés

Théta=0.859	$k\alpha$								
y e	-6.8	-5.1	-3.4	-1.7	0	1.7	3.4	5.1	6.8
P5=0,125b	-0.2595	0.2446	0.7834	1.3479	1.7797	1.7761	1.3285	0.7241	0.1104
P6=0,375	-0.3161	-0.0029	0.3534	0.8014	1.3299	1.7747	1.8313	1.4917	1.0331
P7=0,625b	-0.2300	-0.1098	0.0470	0.3034	0.7246	1.3281	1.9949	2.4682	2.7439
Prive=0,875b	-0.0949	-0.1534	-0.1864	-0.1327	0.1178	0.7167	1.8080	3.4041	5.2868

Pour aboutir à **Kamoy**, on trace la ligne d'influence, en plotant : $K = K(e)$ pour chaque poutre, comme notre cas, on a 08 poutre par symétrie on peut intéresser que par les moitiés (4 poutres).

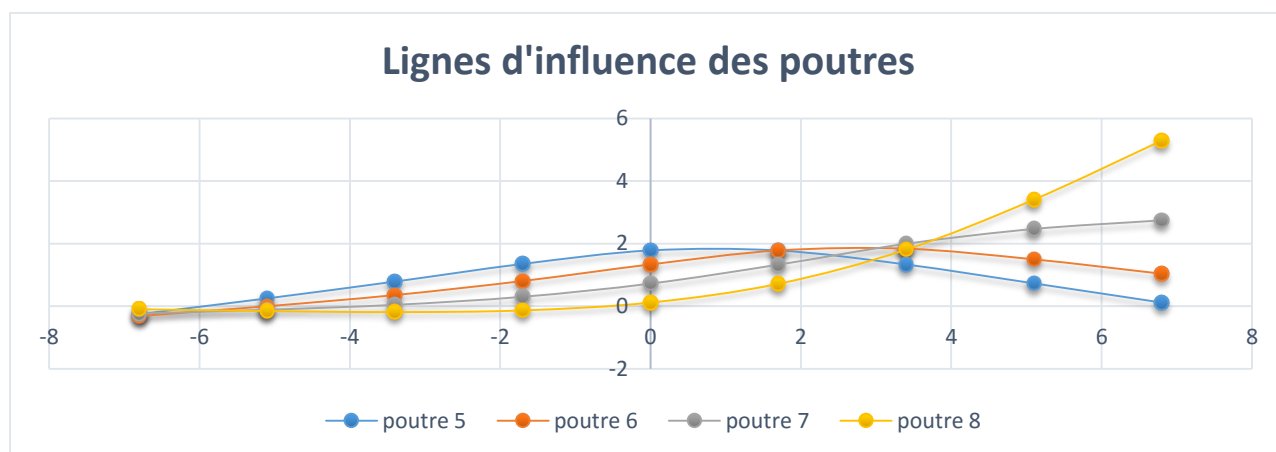


Figure VII-3: Lignes d'influence des poutres

❖ Evaluation de Kamoy d'après ses lignes d'influences, pour différentes charges :

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

- Pour des surcharges concentrées (B_c, B_t) : On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence. Par exemple : pour B_t ou B_c une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

$$K_{amoy} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{n}$$

Avec : **K_i** : ordonnée K au droit de la surcharge ; **n** : nombre de charges du convoi.

- Pour des surcharges surfaciques ($A(l), B_r, MC120, D240$) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la largeur chargeable (largeur de la voie pour ($A(l)$) ou la longueur d'impact pour ($Mc120$), ou la longueur de convoi pour ($D240$)) (**pour plus de détails voir l'annexe E.2**).

$$K_{\text{amoy}} = \frac{S}{l}$$

Avec : S : aire du graphe sous la largeur chargée ; l : largeur chargée.

On résume les résultats sur des tableaux (voir l'annexe E.2).

VII.2.2.2 MOMENTS FLECHISSANT ENGENDRÉS SUR CHAQUE POUTRE

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

$$M_{\text{pi}}(x) = K_{\text{amoy}} \times M_0$$

Avec : $M_0 = \frac{M(x)}{8}$

Donc le tableau suivant représente les moments sur chaque poutre :

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VII-3: Moments fléchissant pour chaque poutre

SURCHARGE		Mmax (T.m)	M0 (T.m)	POUTRE 5		POUTRE 6		POUTRE 7		POUTRE 8	
				Kamoy	Mp	Kamoy	Mp	Kamoy	Mp	Kamoy	Mp
A(I)	1 voie	525.219	65.652	1.71	112.264	1.57	103.073	2.28	149.686	2.93	192.360
	2 voie	1050.432	131.304	1.50	196.956	1.56	204.834	1.67	219.277	1.75	229.782
	3 voie	1418.090	177.26	1.24	219.802	1.25	221.575	1.2	212.712	1.12	198.531
Bc	1 voie	474.371	59.296	1.73	102.582	1.46	86.572	2.39	141.717	3.4	201.606
	2 voie	877.877	109.734	1.59	174.477	1.61	176.671	2.03	222.760	2.37	260.069
	3 voie	1144.683	143.085	1.44	206.042	1.51	216.058	1.61	230.366	1.64	234.659
Bt	1 voie	339.288	42.411	1.73	73.3710	1.52	64.464	2.33	98.817	3.17	134.442
	2 voie	683.078	85.384	1.56	133.199	1.60	136.614	1.86	158.814	2.04	174.183
Br		91.875	11.484	1.77	20.3266	1.80	20.6712	2.53	29.0545	3.84	44.098
Mc120		937.5035	117.187	1.57	183.983	1.60	187.499	1.97	230.858	2.27	266.014
D240		1542.01	192.751	1.50	289.126	1.65	318.039	1.45	279.488	1.05	202.388
D240_{excentré}		1542.01	192.751	1.27	244.790	1.73	333.450	1.88	362.370	1.97	379.720

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Ainsi que les combinaisons de charge selon BAEL sont :

➤ A l'Etat limite ultime :

$1,35G+1,6(A(l) + Str)$	$1,35G+1,6(Bc + Str)$	$1,35G+1,6(Bt + Str)$
$1,35G+1,6(Br + Str)$	$1,35(G + Mc120)$	$1,35(G + D240)$

➤ A l'Etat limite de service :

$G+1,2(A(l) + Str)$	$G+1,2(Bc + Str)$	$G+1,2(Bt + Str)$
$G+1,2(Br + Str)$	$G+Mc120$	$G+D240$

REMARQUE : Pour notre pont on ne prend pas en considération les surcharge des trottoirs, donc les charges '**Str**' sont nulles.

Le moment du a la charge permanente G :

$$M_g = 3557.0937 \text{ t.m}$$

$$M_g/\text{poutre} = 3557.0937/8 = 444.636 \text{ t.m}$$

Le moment fléchissant en (*t. m*) dans les poutres ; après les combinaisons de charges sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-4: Moment fléchissant(*t.m*) pour chaque poutre a ELU

Combinaison	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8
1,35G+1,6A(l)	951.9402	954.7786	940.597	917.908
1,35G+1,6Bc	929.926	945.952	968.845	975.713
1,35G+1,6Bt	813.377	8188.416	855.3613	878.952
1,35G+1,6Br	632.781	633.332	646.745	670.816
1,35(G+Mc120)	848.6334	853.382	911.917	959.378
1,35(G + D240)	990.579	1029.61	977.5686	873.483
1,35(G+D240 _{excentré})	930.72	1050.41	1089.45	1112.9

Tableau VII-5: Moment fléchissant(*t.m*) pour chaque poutre a ELS

Combinaison	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8
G+1,2A(l)	708.398	710.526	699.890	682.873
G+1,2Bc	691.886	703.906	721.076	726.227
G+1,2Bt	604.474	608.573	635.213	653.656
G+1,2Br	469.028	469.441	479.501	497.553
G +Mc120	628.619	632.135	675.494	710.65
G + D240	733.762	762.675	724.123	647.024
G +D240 _{excnt}	689.426	778.086	807.006	824.356

VII.2.2.3 CONCLUSION

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est **la poutre 8**. (Par analogie avec le chapitre MODELISATION c'est la **poutre de rive P1**)

Avec :

Tableau VII-6: Moment interne A ELU/ELS de la poutre la plus sollicité

Désignation	Moment (T.m)
ELU	
1.35(G+D240excentré)	1112.9
ELS	
G+D240excentré	824.356

VII.3 MODELISATION DU TABLIER

VII.3.1 PRESENTATION DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Le logiciel Robot™ Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

VII.3.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE

VII.3.2.1 LES ETAPES DE LA MODELISATION

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage 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 coté sur un appui double.

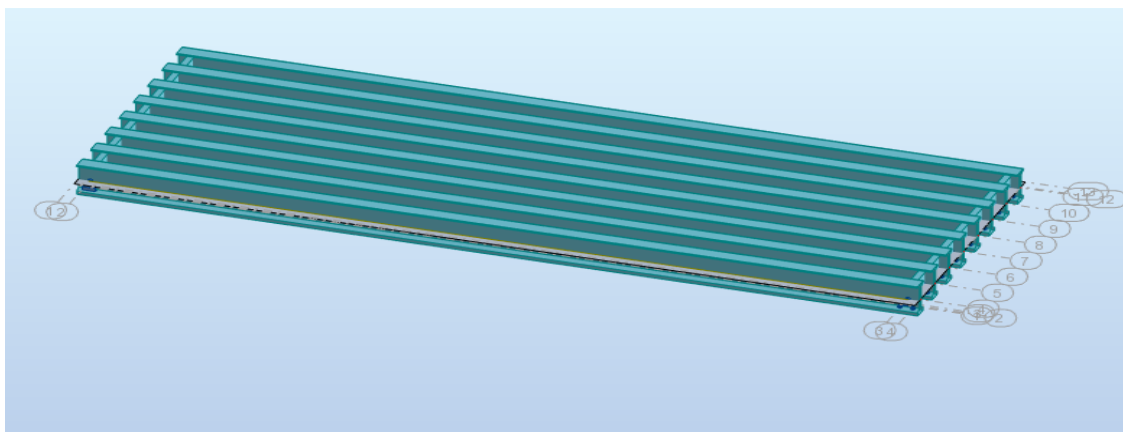


Figure VII-4: Vue en 3D du tablier

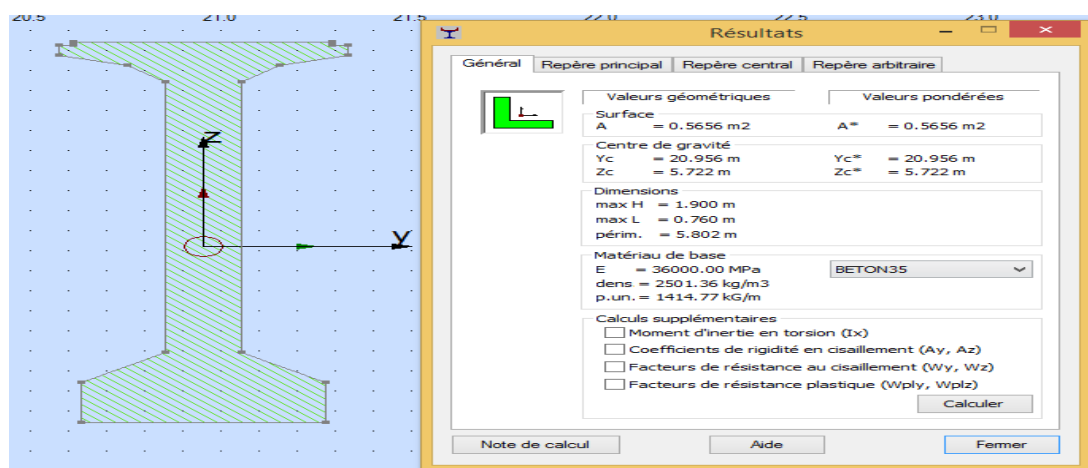


Figure VII-5: Caractéristiques de la section des poutres

VII.3.3 AFFECTATION DES CHARGES

VII.3.3.1 CHARGES PERMANENTES

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel et les compléments des charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement...)

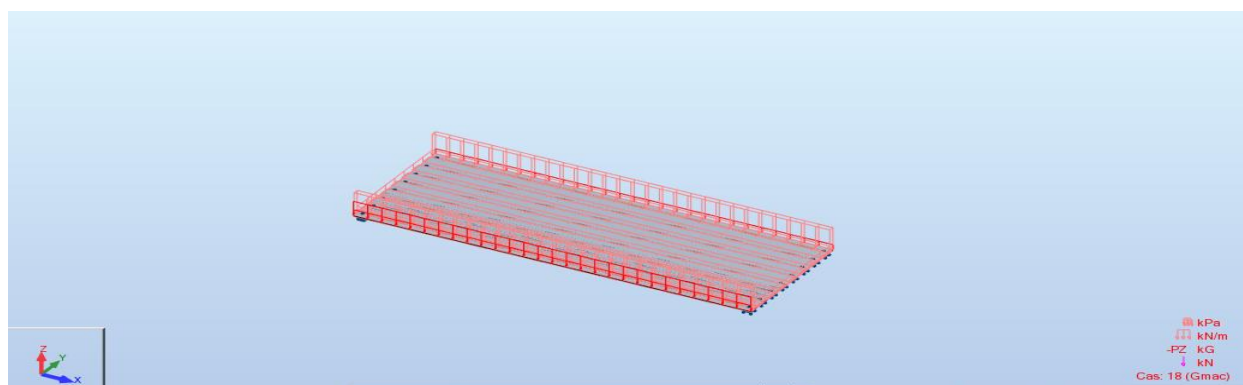


Figure VII-6: Charges permanentes du tablier

VII.3.3.2 SURCHARGE A(L)

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité du la larguer chargeable.

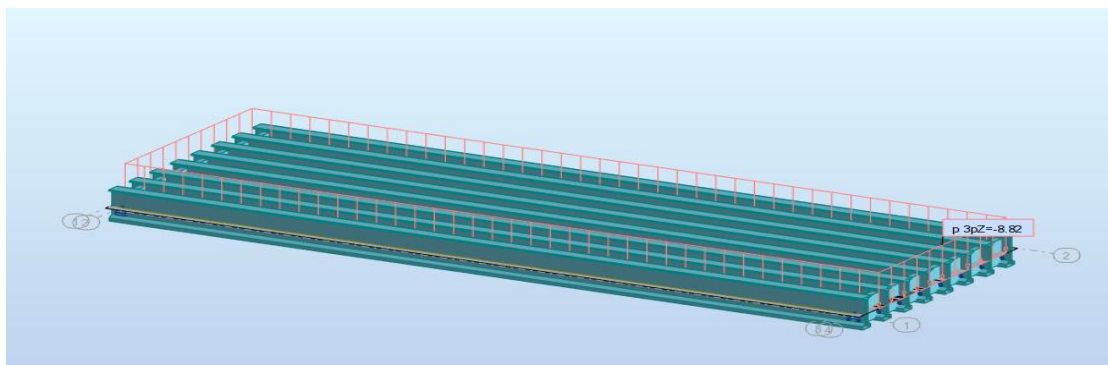


Figure VII-7: Surcharge A(l) 3 voie chargée

VII.3.3.3 LES SURCHARGES MOBILES

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

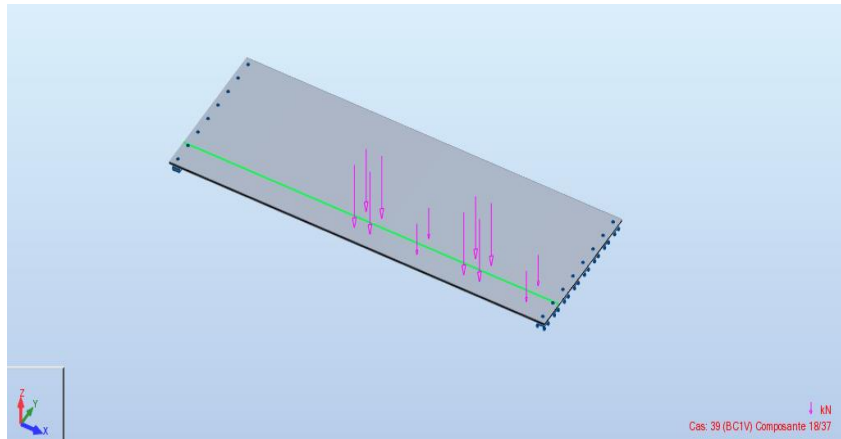


Figure VII-8: la surcharge Bc 1 voie chargée

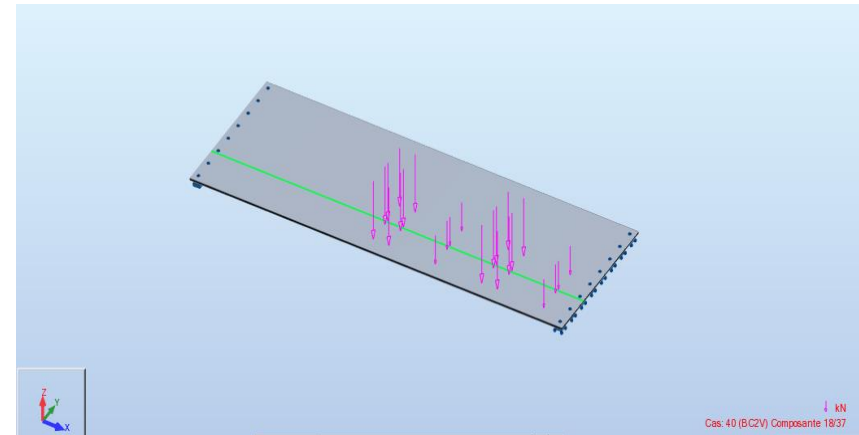


Figure VII-9: la surcharge Bc 2 voie chargée

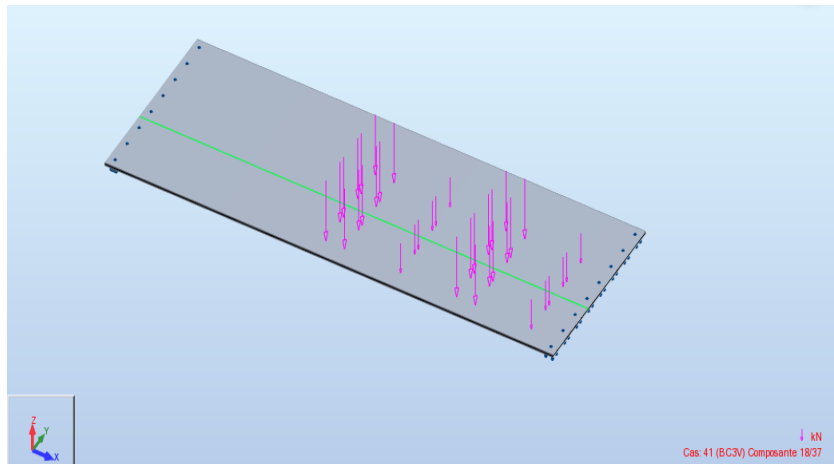


Figure VII-10: la surcharge Bc 3 voie chargée

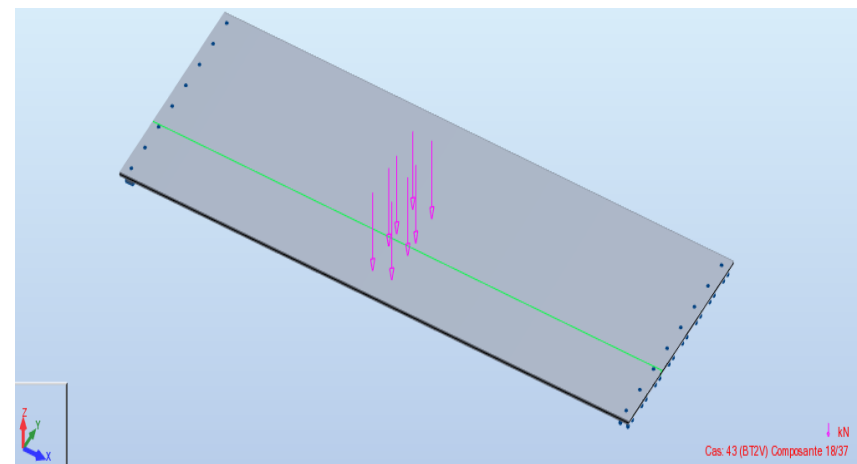


Figure VII-11: La surcharge Bt 2 voie chargée

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

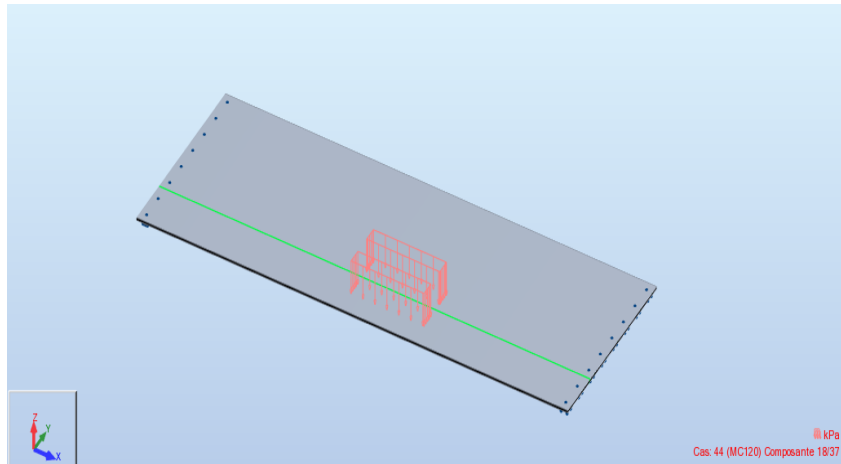


Figure VII-12: la surcharge Mc120

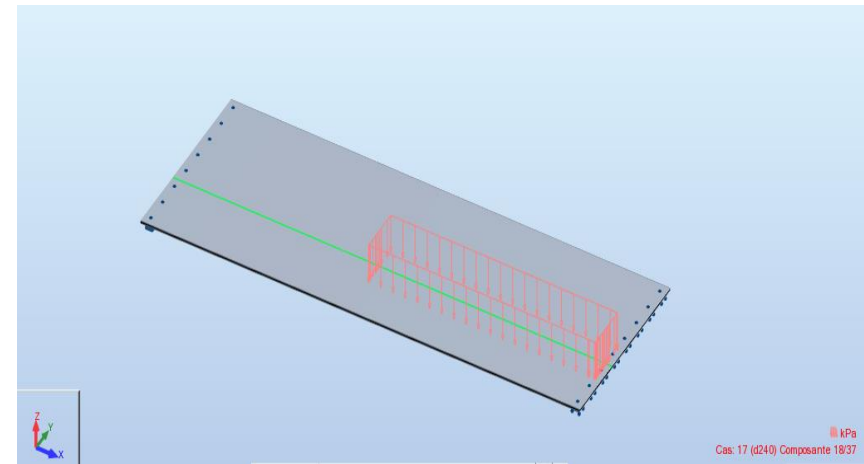


Figure VII-13: La surcharge D240

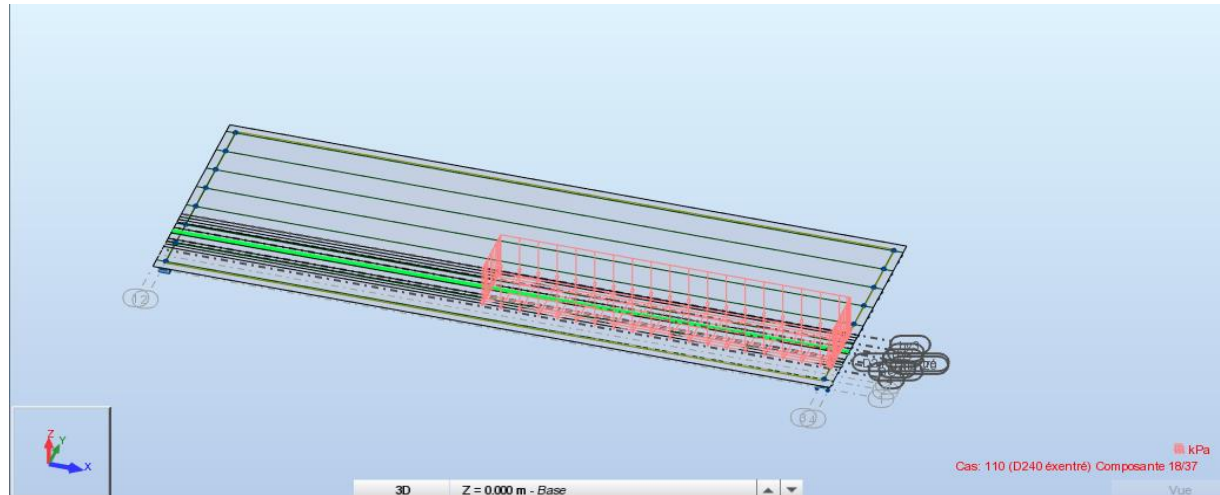


Figure VII-14: La surcharge D240excentré

VII.3.4 ELEMENTS DE REDUCTION

Afin de déterminer des sollicitations maximum (M, N, T) dans les poutres et dans le l'hourdis, on prend en considération les combinaisons d'actions exigées par le BAEL :

➤ **A l'Etat limite ultime :**

$$\begin{array}{lll}
 1,35G+1,6(A(l) + Str) & 1,35G+1,6(Bc + Str) & 1,35G+1,6(Bt + Str) \\
 1,35(G + Mc120) & & 1,35(G + D240)
 \end{array}$$

➤ **A l'Etat limite de service :**

$$\begin{array}{lll}
 G+1,2(A(l) + Str) & G+1,2(Bc + Str) & G+1,2(Bt + Str) \\
 G+Mc120 & & G+D240
 \end{array}$$

REMARQUE : Pour notre pont on ne prend pas en considération les surcharge des trottoirs, donc les charges 'Str' sont nulles.

VII.3.4.1 RESULTATS POUR LES POUTRES :

Tableau VII-7: Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres

Désignation	Moment en travée (T.m)	L'effort tranchant aux appuis (T)
ELU		
1,35G+1,6A(l)	885.229	100.763
1,35G+1,6Bc	939.96	114.028
1,35G+1,6Bt	791.938	97.446
1,35(G + Mc120)	920.370	113.751
1,35(G + D240)	992.894	126.537
1,35(G + D240excentré)	1145.16	132.52
ELS		
G+1,2 A(l)	658.758	74.982
G+1,2Bc	699.196	84.915
G+1,2Bt	588.175	72.479
G+Mc120	681.748	84.255
G+ D240	735.477	93.731
G+ D240excentré	848.26	98.16

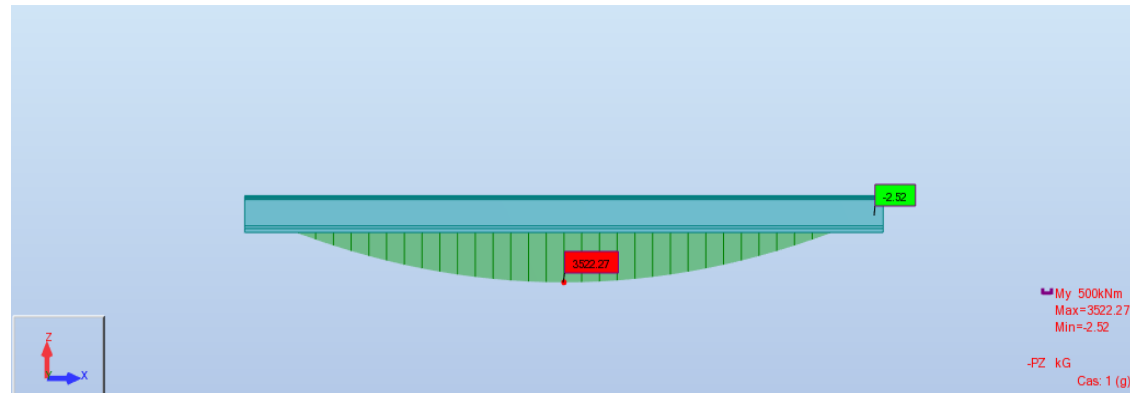


Figure VII-15: Diagramme du moment fléchissant : poids propre de la poutre

❖ **Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale a ELU :**

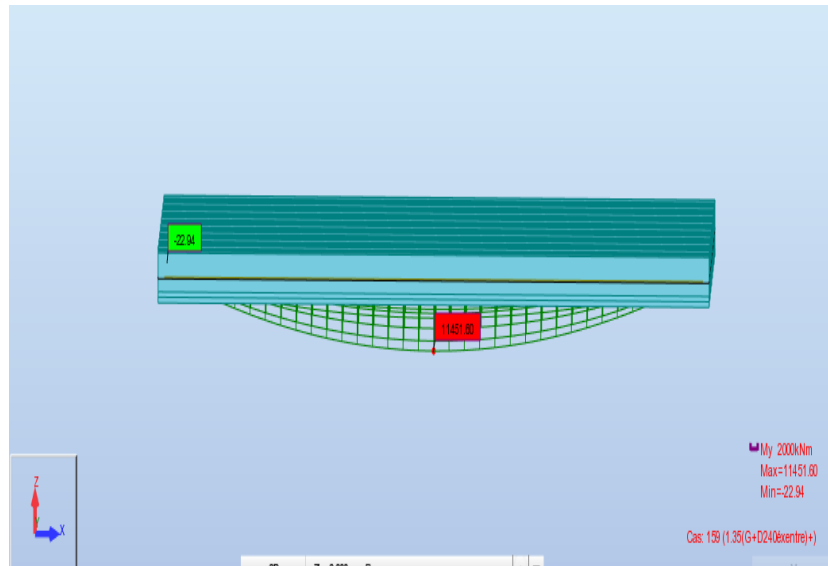


Figure VII-16: moment fléchissant : CMB1.35(G+D240excnt)

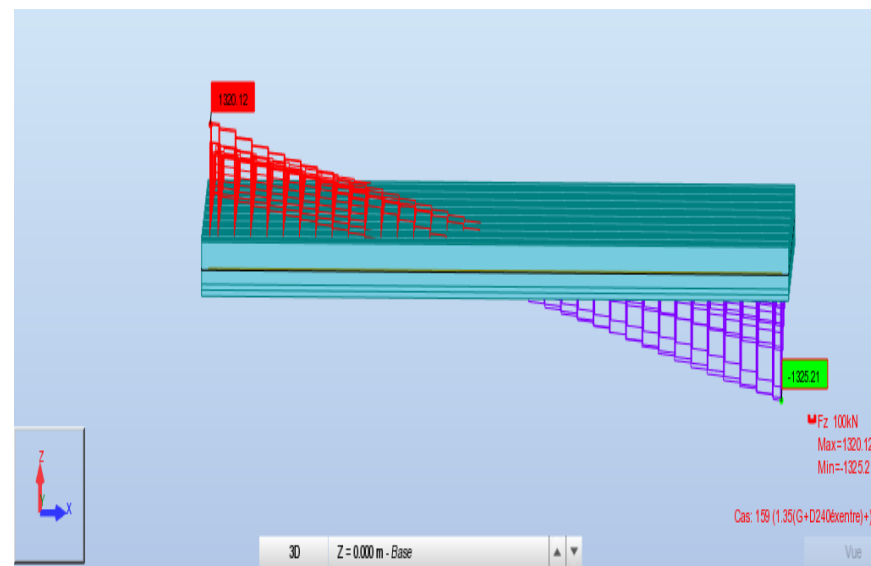


Figure VII-17: l'effort tranchant : CMB 1.35(G+D240excnt)

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

❖ Les diagrammes du moment fléchissant sous combinaison maximale à ELS :

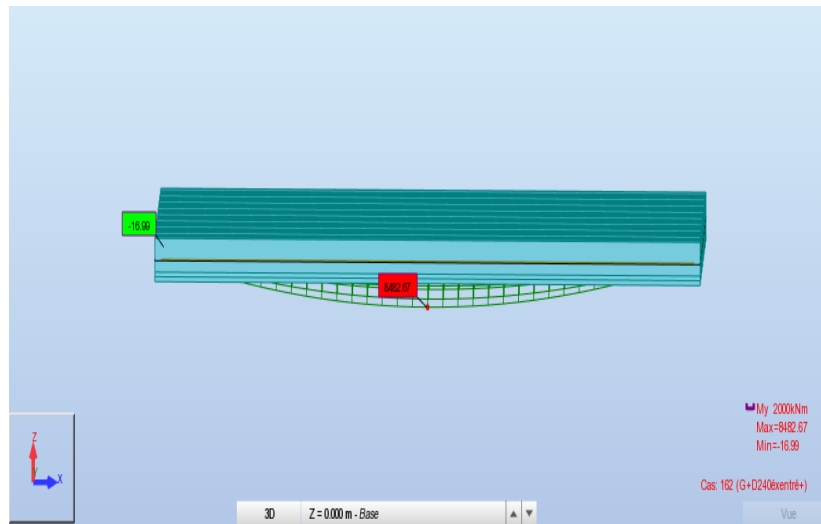


Figure VII-18: moment fléchissant : CMB (G+D240excnt)

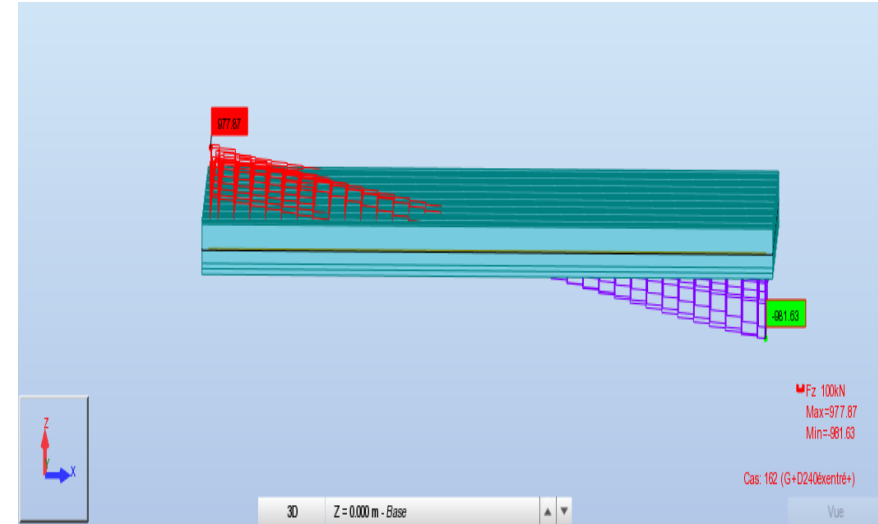


Figure VII-19: l'effort tranchant: CMB (G+D240excnt)

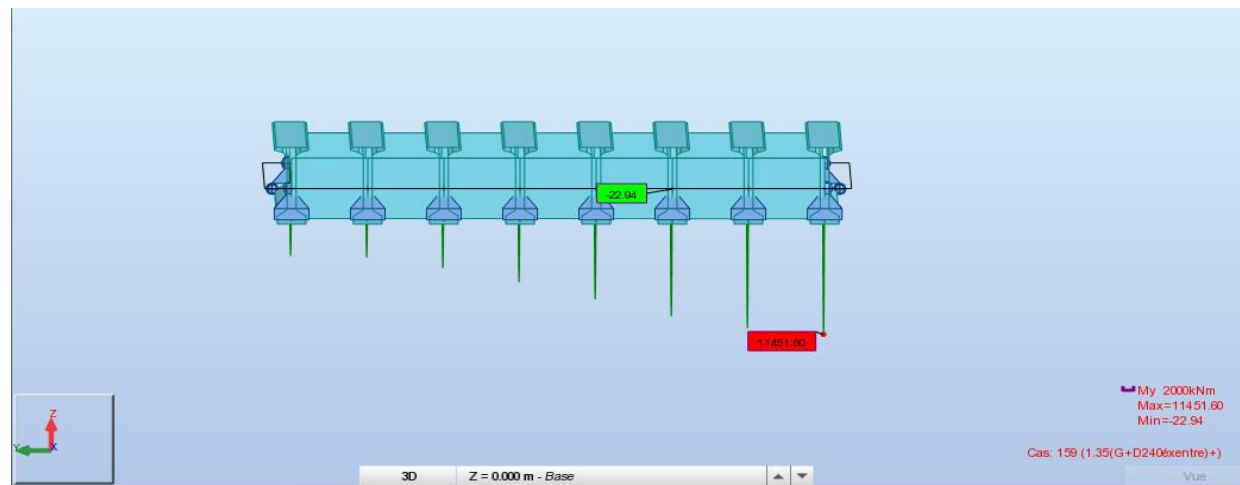


Figure VII-20: Poutre 'P1' la plus sollicitée

VII.3.5 CONCLUSION :

A partir des résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est **la poutre 1**.

Tableau VII-8: Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS de la poutre la plus sollicitée

Désignation	Moment en travée (t.m)	L'effort tranchant aux appuis (t)
ELU		
1,35(G + D240excentré)	1145.16	132.52
ELS		
G+ D240excentré	848.26	98.16

CHAPITRE
VIII :ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

VIII.1 INTRODUCTION

VIII.1.1 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

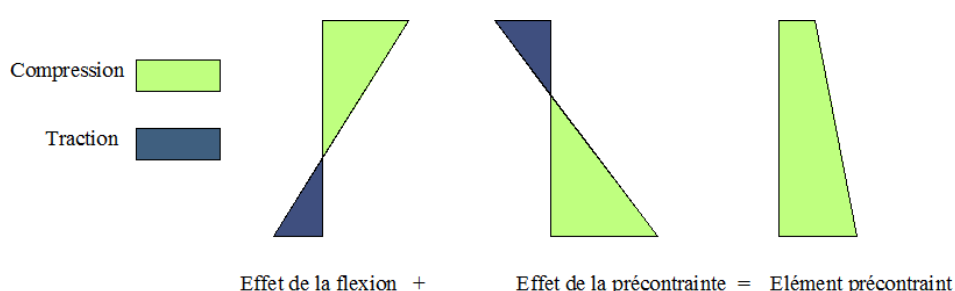


Figure VIII-1: Schéma représente l'effet de la précontrainte (totale).

VIII.1.2 MODES DE PRECONTRAINTE

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

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

VIII.1.3 CHOIX DU PROCÉDÉ

Précédemment dans le chapitre conception, on a choisi comme variante pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension (autrement dit par adhérence, d'où l'appellation PRAD).

VIII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VIII.2.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANQUES DES ARMATURES ACTIFS

Tableau VIII-1: Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actifs

Armatures	Relaxation	Module de déformation longitudinale	Limite de rupture garantie	Limite d'élasticité garantie	Recul d'ancrage	Relaxation à 1000 heures	Section nominale
T15.24 mm	TBR	$E_p = 190000$ MPa	$f_{prg} = 1860$ MPa	$f_{peg} = 1643$ MPa.	$g = 1$ mm.	$\rho = 2.5\%$	$A_p = 139$ mm ²

VIII.2.2 RAPPEL SUR LES CARACTERISTIQUES

Tableau VIII-2 :Caractéristiques géométriques de la poutre (Chapitre 3)

Caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
H (m)	1.90	2.12
S /Δ nette (cm³)	417553.595	1131704.37
V (cm)	112.290	85.22
V' (cm)	77.710	126.78
ρ (%)	45.000	51.000
B_{nett} (cm²)	5373.2	8926.200
B_{brutt} (cm²)	5656	9396.000
C_s = ρ × V (cm)	50.530	43.462
C_i = ρ × V' (cm)	34.969	64.657
I_G (m⁴)	0.23646764231	0.5509150157

VIII.2.3 VERIFICATION DE SECTION

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre P1).

L'enrobage : $d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{190}{10} = 19 \text{ cm}$

On prend : **d = 7 cm**

On doit vérifier notre section de la poutre en exploitation :

$$\frac{I}{V'} \geq \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_M - \bar{\sigma}_m}$$

D'ou :

$M_{min} = 352.22 \text{ T.m}$ (Moment fléchissant sous G à ELS)

$M_{max} = 848.26 \text{ T.m}$ (Moment fléchissant de la poutre 1 sous G+D240excentré a ELS)

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 848.26 - 352.22 = 496.04$$

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale (**f_{c28} = 40 MPa**)
- La résistance caractéristique à la compression à j jours égale à :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4,76 + 0,83 \times j}$$

- La résistance caractéristique à la traction à j jours égale à : **f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}**
- On adopte, selon le BPEL, la classe de vérification II c.à.d. les contraintes de traction

sont admises dans le béton, mais pas la formation des fissures.

a) Phase de construction (à 14 jours) :

La résistance caractéristique à la compression à 14 jours égale à : $f_{c14}=34.19 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction à 14 jours égale à : $f_{t14} = 2.6514 \text{ MPa}$

- Pour toute la section : $\sigma_M = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{14} = 0.6 \times 34.19 = 20.514 \text{ MPa}$
- Hors section d'enrobage : $\sigma_m = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 \times f_{14} = -1.5 \times 2.6514 = -3.59 \text{ MPa}$

b) Phase d'exploitation (en service) :

- Dans la section d'enrobage : $\sigma_M = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$
- Hors section d'enrobage : $\sigma_m = -f_{tj} = -f_{28} = -3 \text{ MPa}$

On a :

$$\frac{I}{V'} = \frac{0.5509}{1.2678} = 0.43 \text{ m}^3$$

Et :

$$\frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_M - \bar{\sigma}_m} = \frac{496.04 \times 10^{-2}}{24 - (-3)} = 0.183 \text{ m}^3$$

Donc :

$$\frac{I}{V'} = 0.43 \geq \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_M - \bar{\sigma}_m} = 0.183 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VIII.2.4 DETERMINATION DE NOMBRE DES TORONS

VIII.2.4.1 LA PRECONTRAINTE MINIMALE

La valeur de la précontrainte minimale $P_{\min} = \sup (P_1 ; P_2)$; cette précontrainte min doit être respecté à tout instant de la vie de l'ouvrage, tel que :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

Nous supposons en premier lieu que la section est sous critique :

NB : les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis.

Avec des limites de traction :

$$\bar{\sigma}'_1 = \bar{\sigma}'_2 = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{0.5509}{0.8522} = 0.646 \text{ m}^3$$

a) Calcul de P1 :

$$P_1 = \frac{\Delta M + \left(\frac{I}{V} \times \bar{\sigma}'_1\right) + \left(\frac{I}{V'} \times \bar{\sigma}'_2\right)}{\rho \times h}$$

$$P_1 = \frac{496.04 + (0.646 \times (-4.5)) + (0.43 \times (-4.5))}{0.51 \times 2.12} = 454.30 T$$

b) Calcul de P2 :

$$P_2 = \frac{M_M + (\bar{\sigma}'_2 \times \frac{I}{V'})}{\rho \times V + V' - d}$$

$$P_2 = \frac{848.26 + ((-4.5) \times 0.43)}{0.51 \times 0.8522 + 1.2678 - 0.07} = 518.447 T$$

Nous remarquons que $P_1 < P_2$, de cela nous déduisons que la section est nettement sur critique, nous devons recalculer PII en section sur critique.

Avec des limites de traction :

$$\bar{\sigma}'_1 = \bar{\sigma}'_2 = -f_{tj} = -3 MPa$$

$$P_2 = \frac{848.26 + ((-3) \times 0.43)}{0.51 \times 0.8522 + 1.2678 - 0.07} = 518.84 T$$

Donc :

$$P_{min} = Sup(P1; P2) = 518.84 T$$

VIII.2.4.2 DETERMINATION DE LA VALEUR DE P₀

$$A_p = 139 mm^2.$$

$$P_0 = Min (0,85 \times f_{prg}. A_p ; 0,95 \times f_{peg}. A_p).$$

$$P_0 = Min (21.98 ; 21.70) = 21.70 Tonnes$$

D'après G.Dreux, les pertes de précontrainte sont estimées à 25%, le nombre total des torons de la précontrainte est donné par la formule suivante :

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

$$n \geq \frac{518.84}{0.75 \times 21.70} = 31.8$$

Donc on prend :

n= 32 câbles T15

Nota :

- Les armatures de précontrainte par pré-tension ne doivent pas être groupées en paquets.
- On préconise de placer tous les torons à l'about des deux extrémités de la poutre à cause de la facilité de leur mise en place sans encombrement, puis on fait la vérification des contraintes si elles sont satisfaites ou non.

VIII.2.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES LORS LA MISE EN TENSION

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g V}{I_G} + P \times \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \times V}{I_G} \right) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{tj}$$
$$\sigma_{inf} = -\frac{M_g V'}{I_G} + P \times \left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 \times V'}{I_G} \right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Telles que :

- σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.
- M_g : Moment dû au poids propre.
- P : effort de la précontrainte (P = nombre des torons $\times P_0 \times (1 - \% \text{ des pertes})$).
- M_p : Moment dû à la précontrainte ($M = P \times e_0$).
- e_0 : Excentricité de la force du précontrainte.
- σ_{max} : Contraintes maximales admissible.
- B_n : Section nette.

La vérification se fait à chaque étape des quatre étapes suivantes :

a) Première étape :

- On découpe les torons et on déplace les poutres vers la zone de stockage.
- Les pertes considérées sont estimées à **10 %**.
- Les caractéristiques géométriques à prendre sont celles de la section de la poutre seule
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t14} = -3.98 \text{ MPa}$ - $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c14} = 20.514 \text{ MPa}$

b) Deuxième étape :

- On transporte les poutres vers le chantier après le 28^{ème} jours, on les pose sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place, l'effort à prendre en considération dans cette phase est le poids propre de l'hourdis coulé.
- Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.
- Les pertes considérées sont estimées à **10 %**.
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5 \text{ MPa}$ - $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

c) Troisième étape :

- Tablier à vide (poutres + superstructures).
- Les pertes considérées sont estimées à **25 %**.
- Les efforts à prendre en considération dans cette phase sont le poids propre de la poutre et de l'hourdis.
- On prend comme section résistante celle de la poutre avec hourdis.

- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5 \text{ MPa}$ - $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

d) Quatrième étape :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- L'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée ($M_g + M_{D240}$).
- Les pertes considérées sont de **25 %**.
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5 \text{ MPa}$ - $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

❖ Vérification des contraintes à la fin de chaque étape

On résume les vérifications dans le tableau ci-dessous : **(Pour plus de détails voir l'annexe F.1)**

Tableau VIII-3: Vérification des contraintes pour chaque étape

-----	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Les pertes considérés	10%	10%	25%	25%
$f_{cj} \text{ (MPa)}$	34.19	40	40	40
$\sigma_{bc} \left(\frac{T}{m^2}\right)$	20.51	24	24	24
$\sigma_{bt} \left(\frac{T}{m^2}\right)$	-398	-450	-450	-450
P (T)	624.96	624.96	520.8	520.8
M (T.m)	217.614	369.08	369.08	461.93
V' (m)	0.771	0.771	1.2678	1.2678
V (m)	1.229	1.229	0.8522	0.8522
e_0 (m)	-0.7071	-0.7071	-1.1978	-1.1978
I_G	0.23646	0.23646	0.55091	0.55091
$B_n \text{ (m}^2\text{)}$	0.53732	0.53732	0.89262	0.89262
$\sigma_{sup} \left(\frac{T}{m^2}\right)$	97.98	817.25	189.41	333.04
$\sigma_{inf} \left(\frac{T}{m^2}\right)$	1900.225	1402.445	1169.66	955.98
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

❖ Conclusion :

Nous remarquons bien que durant les quatre phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc notre emplacement des câbles est convenable.

VIII.3 TRACE ET DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES TORONS

La pré tension, généralement appliqué sur des pièces de section constante, les armatures actives ne doivent pas être groupées en paquets, leur tracé est rectiligne le long du banc et dans le cas courant ne comporte aucune déviation dans le plan vertical.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le BPEL oblige de laisser un espacement minimum (**D**) entre les armatures actives (des torons pour notre cas) pour favoriser l'adhérence avec le béton et assurer la transmission de l'effort de la précontrainte vers la pièce, et un autre espacement minimum (**D'**) entre l'axe d'armatures d'extrémité et le parement le plus proche de la section.

Dans le cas des poutres en **I** de section constante, l'épaisseur de l'âme est plus faible que celle du talon ou bien de la table de compression, c'est pourquoi on préfère de passer les aciers dans ces deux dernières sections.

Donc, on adoptera la disposition suivante des torons dans les poutres de l'ouvrage :

➤ L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures est donné par : **$D \geq 3 \cdot d$**

Avec : **$d=1.52 \text{ cm}$** : pour un toron de 7 fils standards ($A_p = 139 \text{ mm}^2$)

On a : $3 \times 1,52 = 4,56 \text{ cm}$ **on prend $D = 5 \text{ cm}$**

Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, doit vérifier à :

$$D' \geq \begin{cases} \frac{3}{4} a \\ \phi \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \end{cases}$$

Avec :

- a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit les aciers actifs.
- ϕ : le diamètre du câble.
- $d=40 \text{ mm}$ pour le ouvrages courants.

On opte pour $D'=9.5 \text{ cm}$

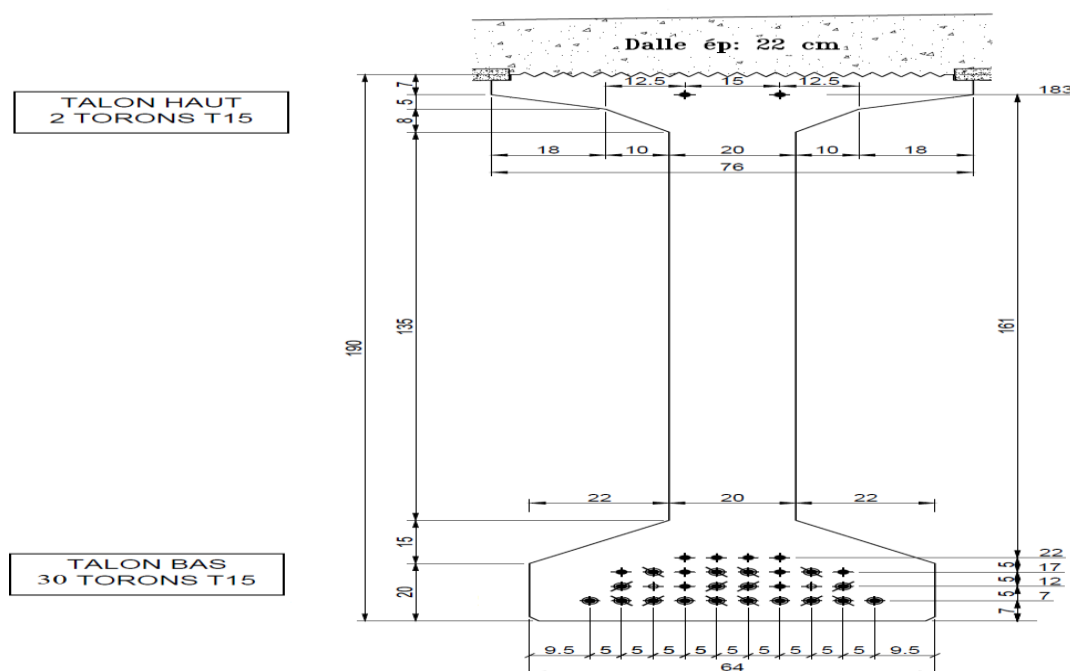


Figure VIII-2: Disposition des torons dans la poutre

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION

La présence des torons change les caractéristiques géométriques de la poutre :

❖ **Les centres de gravité des armatures actives :**

Tableau VIII-4: Centres de gravité des armatures actives

Nombre des torons	10	8	8	4	2
Y_i = nbr des torons × distance / base	10×0.07	8×0.12	8×0.17	4×0.22	2×1.83

$$Y = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$Y = \frac{7.56 \times A_i}{32 \times A_i} = 0.2362m$$

$$I_{toron} = \frac{\tau \cdot \phi^4}{64}$$

$$I_{\Delta} = I_0 + B \cdot Y^2$$

$$S_{/\Delta} = B \cdot Y$$

❖ **Section sans hourdis :**

Tableau VIII-5: Caractéristiques géométriques de la section sans hourdis

Désignation	B (cm ²)	Y (cm)	S _{/Δ} (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	5656	/	439530.1	11450237.38	57802648.302
Torons	44.48	23.62	1050.61	32 × 0.2619	24823.968
Section nette	5611.52	/	438451.46	11450228.999	57776482.902
Section homogène	5836.144	/	443757.040	11450271.322	57901843.940

On résume les différents paramètres dans le tableau ci-dessous : (plus de détails voire l'annexe)

Tableau VIII-6: Récapitulatif des caractéristiques géométriques

V' _{nett} (cm)	V _{nett} (cm)	I _{Gnett} (cm ⁴)	ρ _{nett} (%)	V' _{hom} (cm)	V _{hom} (cm)	I _{G.hom} (cm ⁴)	ρ _{hom} (%)
78.13	111.87	23520270.332	47.95	76.04	113.96	24158558.61	47.76

• **Excentricité moyenne de la précontrainte :**

$$e_{p0} = V_{Torons} - V_{hom} = (190 - 23.62) - 113.96 = 52.42 \text{ cm}$$

❖ **Section avec hourdis :**

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VIII-7:Caractéristiques géométriques de la section avec hourdis

Désignation	B (cm ²)	Y (cm)	S _{/Δ} (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	9396	/	1191267.76	11601102.046	209053235
Torons	44.48	23.62	1050.61	32 × 0.2619	24823.968
Section nette	9351.52	/	1190189.12	11601093.66	209027069.6
Section homogène	9576.144	/	1195494.70	11601135.98	209152430.63

On résume les différents paramètres dans le tableau ci-dessous :

(Pour plus de détails voire l'annexe F.2)

Tableau VIII-8:Récapitulatif des caractéristiques géométriques

V' _{nett} (cm)	V _{nett} (cm)	I _{Gnett} (cm ⁴)	ρ _{nett} (%)	V' _{hom} (cm)	V _{hom} (cm)	I _{G.hom} (cm ⁴)	ρ _{hom} (%)
127.27	84.73	57551700.29	57.07	124.85	87.15	59894917.335	57.48

- **Excentricité moyenne de la précontrainte :**

$$e_{p0} = V_{Torons} - V_{hom} = (212 - 23.62) - 87.15 = 101.23 \text{ cm}$$

VIII.4 CALCUL DES PERTES

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. On doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- **Pertes instantanées à la mise en tension :**
 - Pertes par frottement.
 - Pertes par recul d'ancrage.
- **Pertes de la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des produits :**
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.
 - Pertes dues à la déformation différentielle de l'armature et du béton sous l'effet d'un éventuel traitement thermique du béton.
- **Pertes de tension à la mise en précontrainte des produits :**
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton
- **Pertes différées :**
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues au fluage du béton.

- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII.4.1 PERTES INSTANTANÉES A LA MISE EN TENSION

VIII.4.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT

$$\Delta\sigma_{frot} = 1\% \sigma_{p0}$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0.85f_{prg}; 0.95f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(1581; 1560.85) = 1560.85 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{frot} = 0.01 \times 1560.85 = 15.6085 \text{ MPa}$$

VIII.4.1.2 PERTES PAR REcul D'ANCRAGE

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la pré-tension, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuel de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présente sans s'atténuer sur toute la longueur du fil.

$$\Delta\sigma_g = E_p \times \frac{g}{L_{banc}}$$

$$\Delta\sigma_g = 190000 \times \frac{0.001}{36} = 5.28 \text{ MPa}$$

- La perte instantanée totale :

$$\Delta\sigma_{pmt} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_g$$

$$\Delta\sigma_{pmt} = 15.6085 + 5.28 = 20.89 \text{ MPa}$$

- La tension probable dans les torons à la fin de la mise en tension :

$$\sigma_{pmt} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pmt}$$

$$\sigma_{pmt} = 1560.85 - 20.89 = 1539.96 \text{ MPa}$$

VIII.4.2 PERTES ENTRE MISE EN TENSION ET MISE EN PRECONTRAINTE

VIII.4.2.1 PERTES AU RETRAIT DU BETON

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \times r(t)$$

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

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}} = \frac{5656}{580.32} = 9.75 \text{ cm}$$

$$r(t) = \frac{15}{15 + 9 \times 9.75} = 0.145$$

Retrait totale du béton : $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \times 10^{-4} \times 0.145 = 5.51 \text{ MPa}$$

VIII.4.2.2 PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS

$$\Delta\sigma_{rel} = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\left(\frac{10\mu-7.5}{K_2}\right)} \times \sigma_{Pmt}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{Pmt}}{f_{prg}} = \frac{1539.96}{1860} = 0.83$$

$K_1 = 6 \times 10^{-3}$ (Acier a très base relaxation T.B.R)

$K_2 = 1.1$ (Acier a très base relaxation T.B.R)

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \times 10^{-3} \times 2.5 \times \left(\frac{15}{1000}\right)^{\frac{3(1-0.83)}{4}} \times e^{\left(\frac{10 \times 0.83 - 7.5}{1.1}\right)} \times 1539.96$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 26.73 \text{ MPa}$$

VIII.4.2.3 PERTES DUES AU TRAITEMENT THERMIQUE

$$\Delta\sigma_{\theta max} = E_p \times \alpha_b \times (\theta_{max} - \theta_0) \times (1 - \lambda)$$

Avec :

- α_b : coefficient de la dilatation thermique du béton, $\alpha_b = 1.2 \times 10^{-5}$
- θ_{max} : température de l'acier lors de la mise en tension, $\theta_{max} = 75^\circ$
- θ_0 : température initiales à la mise en tension des armatures, $\theta_0 = 22^\circ$
- λ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5, il est prudent de prendre $\lambda = 0,1$

Donc :

$$\Delta\sigma_{\theta max} = 190000 \times 1.2 \times 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0.1) = 108.756 \text{ MPa}$$

➤ La perte entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte totale
:

$$\Delta\sigma_{Pmt-mp} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{\theta max} = 5.51 + 26.73 + 108.756$$

$$\Delta\sigma_{Pmt-mp} = 140.99 \text{ MPa}$$

VIII.4.3 PERTES DE TENSION À LA MISE EN PRECONTRAINTE DE LA POUTRE

VIII.4.3.1 PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON

$$\Delta\sigma_b = E_p \times \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \times (1 + K_i)$$

σ_{bj} : 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.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La contrainte dans le béton σ_b après raccourcissement est en fonction de $\Delta\sigma_{pi}(x)$, mais la discontinuité de loi complique le calcul. La solution est de faire une hypothèse sur σ_b , de calculer $\sigma_{pi}(x)$ et de vérifier l'hypothèse sur σ_b .

Généralement $\Delta\sigma_{pi}(x) \approx 6\% \sigma_{pr}$, ce qui permet de calculer σ_b et de la comparer à $0.5 \times f_{cj}$

$$\sigma_b = \frac{0.94 \times \sigma_{pr} \times A_p}{B} \times \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) + \frac{M_g}{I} \times e_p$$

Avec :

$$\sigma_{pr} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pmt} - \Delta\sigma_{pmt-mt} = 1560.85 - 20.89 - 140.99$$

$$\sigma_{pr} = 1398.97 \text{ MPa}$$

$$M_g = 217.614 \text{ T.m}$$

$$11450237.38 \text{ cm}^4$$

$$B_{brute} = 5656 \text{ cm}^2 \quad I_0 =$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{11450237.38}{5656} = 2024.44 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 32 \times 1.52 = 48.64 \text{ cm}^2$$

$$e_{p0} = -52.42 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{0.94 \times 1398.97 \times 48.64}{5656} \times \left(1 + \frac{(-52.42)^2}{2024.44}\right) + \frac{217.614 \times 10^7}{11450237.38 \times 10^4} \times (-52.42) \times 10$$

$$\sigma_b = 16.65 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_b}{f_{c15}} = \frac{16.65}{34.85} = 0.47$$

Donc :

$$K_i = 0.003$$

On a :

$$E_{i15} = 35930.25 \text{ MPa}$$

A.N :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \Delta\sigma_b = E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{ij}} \times (1 + K_i)$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{E_p}{E_{i15}} \times (1 + K_i) \times \left[\frac{(\sigma_{pr} - \Delta\sigma_{pi}) \times A_p}{B} \times \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) + \frac{M_g}{I} \times e_p \right]$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{190000}{35930.25} \times (1 + 0.003) \times \left[\frac{1398.97 - \Delta\sigma_{pi}}{5656} \times 48.64 \times \left(1 + \frac{(-52.42)^2}{2024.44}\right) + \frac{217.614 \times 10^7}{11450237.38 \times 10^4} \times (-52.42) \times 10 \right]$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 95.506 - 0.106\Delta\sigma_{pi} = 86.35 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pi}}{\sigma_{pr}} = 6.2\%$$

On a trouvé que $\Delta\sigma_{pi} \approx 6\%\sigma_{pr}$, ce pourcentage est presque le même qu'on a estimé au début, donc on peut valider le calcul.

➤ **Le total des pertes lors :**

- La mise en tension
- La mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des produits
- La mise en précontrainte des produits

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{\theta max} + \Delta\sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_i = 15.6085 + 5.28 + 5.51 + 26.73 + 108.99 + 86.35 = \mathbf{248.468 MPa}$$

➤ **La tension initiale probable :**

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i = 1560.85 - 248.468$$

$$\sigma_{pi} = \mathbf{1312.382 MPa}$$

VIII.4.4 PERTES DIFFÉRÉES

VIII.4.4.1 PERTES DUE AU RETRAIT DU BÉTON

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \times (1 - r(t))$$

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

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}} = \frac{5656}{580.32} = \mathbf{9.75 \text{ cm}}$$

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

$$r(t) = \frac{42}{42 + 9 \times 9.75} = 0.323$$

En Algérie, La déformation finale du béton dans les climats humides est de : $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_{r2} = 190000 \times 2 \times 10^{-4} \times (1 - 0.323) = \mathbf{25.726 MPa}$$

VIII.4.4.2 PERTES DUE AU FLUAGE DU BÉTON

Le fluage du béton noté ε_f est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

La perte de tension s'obtient en écrivant l'égalité des déformations de l'acier et de béton, soit :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{fl}$$

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t1) \times f(t1)$$

ε_{ie1} : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ_i .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- Préfabrication et stockage provisoire des poutres.
- Mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs et coulage d'hourdis.
- Mise en service de l'ouvrage.

$$\varepsilon_{ic1} = \begin{cases} \frac{\sigma_i}{E_{i28}} & \text{si } \sigma_i < 0.5 f_{c28} \\ \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \times (1 + k_i) & \text{si } 0.5 \times f_{c28} < \sigma_i < 0.66 \times f_{c28} \end{cases}$$

Avec :

$$k_i = 4 \times \left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} - 0.5 \right)^2$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B_{\text{homogène}}} - \frac{P \times e_{p0}^2}{I} + \frac{M \times e_{p0}}{I}$$

$K_{fl}(t_1)$: est le coefficient de fluage correspondant à l'âge du chargement t_1 .

a) Phase de préfabrication et stockage des poutres :

Le moment fléchissant agissant est le moment isostatique dû au poids propre de la poutre :

$$M_p = 217.614 \text{ T.m}$$

On prévoit pour cette phase de 28 jours (0 à 28 jours)

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{(t - t_0)}}{\sqrt{(t - t_0)} + 5 \cdot \sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de bétonnage.

$$f(28 - 0) = \frac{\sqrt{28}}{\sqrt{28} + 5 \times \sqrt{9.75}} = 0.253$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t))$$

Les coefficients K_s , K_e , K_c et $K(t)$ étant définis ci-dessous (BPEL §4.2.2) :

- Le coefficient K_s dépend du pourcentage des armatures adhérentes longitudinales. Sa valeur est identique à celle donnée pour le retrait.

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B} = \frac{44.48}{5656} = 0.0078$$

$$k_s = 0.86$$

- Le coefficient K_e qui représente la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé, lorsqu'il est chargé très vieux, est pris égal à : $K_e = 0,40$.
- Le coefficient K_c dépend des conditions ambiantes et du rayon moyen de la pièce. Il est évalué au moyen de la formule suivante :

$$K_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3} \times \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m}$$

Dans laquelle :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ρ_h : est l'hygrométrie ambiante exprimée en pourcentage d'humidité relative, L'étude climatologique et hydrologique montre que l'ouvrage se trouve dans un milieu humide, donc on prend : $\rho_h = 70\%$

$$K_c = \frac{120 - 70}{30} + \frac{2}{3} \times \frac{100 - 70}{20 + 9.75} = \mathbf{2.33}$$

- Le coefficient K_t dépend du durcissement du béton à l'âge de mise en charge. Il est donné par :

$$K_t = \frac{100}{100 + t}$$
$$K_t = \frac{100}{100 + 28} = \mathbf{0.78}$$

Donc :

$$K_{fl} = 0.86 \times (0.4 + 2.33 \times 0.78) = \mathbf{1.91}$$

$$E_{i28} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n \times A_p$$

$$P = (1560.85 - 248.468) \times 32 \times 139 = \mathbf{583.7 T}$$

$e_{p0} = \mathbf{52.42 cm}$: (excentricité des torons : section sans hourdis)

$$\sigma_i = \frac{583.7 \times 10^4}{5656 \times 10^2} - \frac{583.7 \times 10^4 \times 52.42^2 \times 10^2}{24158558.61 \times 10^4} + \frac{217.614 \times 10^7 \times 52.42 \times 10}{24158558.61 \times 10^4}$$

$$\sigma_i = \mathbf{8.42 MPa}$$

$$\sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

Donc :

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{8.42}{37619.47}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \mathbf{2.24 \times 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t1) \times f(t1) = 2.24 \times 10^{-4} \times 1.91 \times 0.253$$

$$\varepsilon_{fl} = \mathbf{1.08 \times 10^{-4}}$$

$$\Delta\sigma_{fl1} = 190000 \times 1.1 \times 10^{-4} = \mathbf{20.52 MPa}$$

b) Phase de Mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs et coulage d'hourdis :

Le moment fléchissant agissant est le moment isostatique dû au poids propre de la poutre et celui de l'hourdis :

$$M_{p+h} = \mathbf{369.08 T.m}$$

La durée de cette phase varie entre 28 jours et 56 jours (28 j pour la prise du béton d'hourdis)

$$f(56 - 28) = \frac{\sqrt{28}}{\sqrt{28} + 5 \times \sqrt{9.75}} = 0.253$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t))$$

$$K_s = 0.86 \quad K_e = 0.4 \quad K_c = 2.33$$

$$K(t) = \frac{100}{100 + t} = \frac{100}{100 + 56} = 0.64$$

Donc : $K_{fl} = 1.62$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{fl1}) \times n \times A_p = (1560.85 - 248.468 - 20.52) \times 32 \times 139$$

$$P = 574.62 T$$

$e_{p0} = 52.42 \text{ cm}$: (Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule).

$$\sigma_i = \frac{574.62 \times 10^4}{5656 \times 10^2} - \frac{574.17 \times 10^4 \times 52.42^2 \times 10^2}{24158558.61 \times 10^4} + \frac{369.08 \times 10^7 \times 52.42 \times 10}{24158558.61 \times 10^4}$$

$$\sigma_i = 12.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

Donc :

$$\varepsilon_{ic2} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12.2}{37619.47} = 3.2 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t2) \times f(t2) = 3.2 \times 10^{-4} \times 1.62 \times 0.253 = 1.31 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl2} = 190000 \times 1.31 \times 10^{-4} = 24.89 \text{ MPa}$$

c) **Phase de finition des travaux de la superstructure :**

Le moment fléchissant agissant est le moment isostatique dû au poids propre de la poutre et celui de l'hourdis (la section résistante est celle de la poutre avec hourdis) :

$$M_{p+h} = 369.08 T.m$$

La durée de cette phase varie entre 56 jours et 90 jours

$$f(90 - 56) = \frac{\sqrt{34}}{\sqrt{34} + 5 \times \sqrt{9.75}} = 0.272$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t))$$

$$K_s = 0.86 \quad K_e = 0.4 \quad K_c = 2.33$$

$$K(t) = \frac{100}{100 + t} = \frac{100}{100 + 90} = 0.53$$

Donc : $K_{fl} = 1.40$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{fl1} - \Delta\sigma_{fl2}) \times n \times A_p$$

$$= (1560.85 - 248.468 - 20.52 - 24.89) \times 32 \times 139$$

$$P = 563.549 T$$

$e_{p0} = 100.6 \text{ cm}$: (excentricité des torons : section avec hourdis).

$$\sigma_i = \frac{563.549 \times 10^4}{9576.144 \times 10^2} - \frac{563.549 \times 10^4 \times 101.24^2 \times 10^2}{59894917.335 \times 10^4} + \frac{369.08 \times 10^7 \times 101.24 \times 10}{59894917.335 \times 10^4}$$

$$\sigma_i = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

Donc :

$$\varepsilon_{ic3} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{2.49}{37619.47} = 6.62 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic3} \times K_{fl}(t3) \times f(t3) = 6.62 \times 10^{-5} \times 1.4 \times 0.272 = 2.52 \times 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{fl3} = 190000 \times 2.52 \times 10^{-5} = 4.8 \text{ MPa}$$

d) Phase de mise en service de l'ouvrage :

L'ouvrage est en service, donc on prend le moment :

$$M_{g+h+s} = 461.93 T.m$$

La durée de cette phase varie entre 90 jours et l'infini, donc :

$$f(t) = 1$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t))$$

$$K_s = 0.86$$

$$K_e = 0.4$$

$$K_c = 2.33$$

$$K(t) = \frac{100}{100 + t} = \frac{100}{100 + \infty} = 0$$

Donc :

$$K_{fl} = 0.344$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{fl1} - \Delta\sigma_{fl2} - \Delta\sigma_{fl3}) \times n \times A_p$$

$$= (1560.85 - 248.468 - 20.52 - 24.89 - 4.8) \times 32 \times 139$$

$$P = 561.41 T$$

$e_{p0} = 100.6 \text{ cm}$: (excentricité des torons : section avec hourdis).

$$\sigma_i = \frac{561.41 \times 10^4}{9576.144 \times 10^2} - \frac{561.41 \times 10^4 \times 101.24^2 \times 10^2}{59894917.335 \times 10^4} + \frac{461.93 \times 10^7 \times 101.24 \times 10}{59894917.335 \times 10^4}$$

$$\sigma_i = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

Donc :

$$\varepsilon_{ic4} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{4.06}{37619.47} = 1.08 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic4} \times K_{fl}(t4) \times f(t4) = 1.08 \times 10^{-4} \times 0.344 \times 1 = 0.37 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl4} = 190000 \times 0.37 \times 10^{-4} = 7.02 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\Delta\sigma_{fl.tot} = \Delta\sigma_{fl1} + \Delta\sigma_{fl2} + \Delta\sigma_{fl3} + \Delta\sigma_{fl4}$$

$$\Delta\sigma_{fl.tot} = 20.52 + 24.89 + 4.8 + 7.02 = 57.23 \text{ MPa}$$

VIII.4.4.3 PERTES DUE À LA RELAXATION DES TORONS

Le calcul des pertes dues à la relaxation dans le pré tension se diffère avec celles de la post tension, et même dans le pré tension il change en fonction de l'application du traitement thermiquement.

Selon le BPEL §4.1, le calcul des pertes dans le cas d'un élément traité thermiquement se fait en deux étapes :

a) La part de relaxation $\Delta\sigma_{p1}$

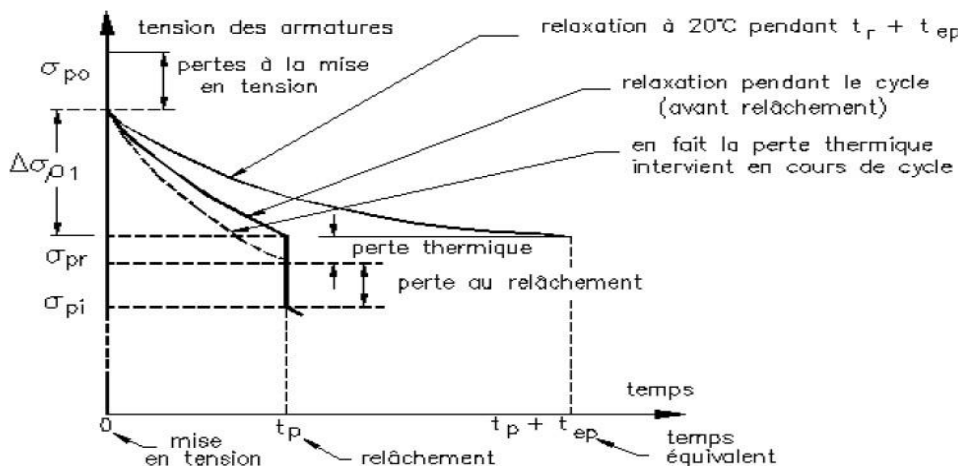


Figure VIII-3: Diagramme relaxation

Le calcul de $\Delta\sigma_{p1}$ s'effectue avant le relâchement des armatures est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{p1}(x, t) = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\frac{10\mu-7.5}{k_2}} \times \sigma_{pmt}(x)^{16}$$

Dans laquelle :

t : est exprimée en heures,

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

$\sigma_{pmt}(x)$: est égale à la tension à l'origine diminuée des pertes à la mise en tension.

$$\mu = \frac{\sigma_{pmt}}{f_{prg}}$$

$$K_1 = 6 \times 10^{-3} \quad (\rho_{1000} \leq 2.5)$$

$$K_2 = 1.1 \quad (\rho_{1000} \leq 2.5 \text{ Armatures TBR})$$

¹⁶ L'annexe 2, § 3 du BPEL

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Dans laquelle (la formule de $\Delta\sigma_{p1}(x, t)$) on ajoute au temps t (en heures) une durée fictive équivalente :

$$t_{ep} = t_{pa} \times 1.14^{\theta_{max}-20}$$

Où :

- θ_{max} est la température maximale en °C, subie au cours du cycle de traitement,
- t_{pa} est la durée conventionnelle en heures du palier isotherme à cette température définie ci-dessus .

b) La part de relaxation $\Delta\sigma_{p2}$

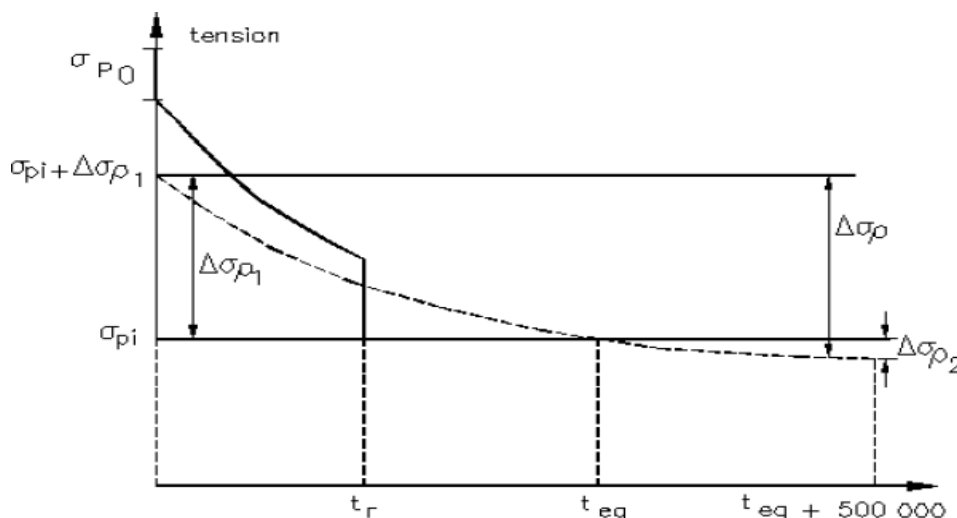


Figure VIII-4: Diagramme relaxation $\Delta\sigma_{p2}$

La tension initiale $\sigma_{pi}(x)$, avant pertes de tension différées, est donc égale à la tension à l'origine σ_{p0} diminuée des pertes à la mise en tension, de la relaxation $\Delta\sigma_{p1}$ (calculée ci-dessus), de la perte thermique et de la perte à la mise en précontrainte.

Le calcul de $\Delta\sigma_{p2}$ s'effectue après le relâchement des armatures, on appliquera la méthode exposée à l'annexe 2 (BPEL) qui consiste dans ce cas, à :

Calculer la tension $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$;

Calculer le temps t_{eq} qui aurait été nécessaire pour conduire à la perte $\Delta\sigma_{p1}$ sous la tension initiale $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$, par application de la formule de :

$$\Delta\sigma_{p1} = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t_{eq}}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\frac{10\mu-7.5}{k_2}} \times (\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1})^{17}$$

Avec :

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

¹⁷ L'annexe 2, paragraphe 3 (BPEL)

➤ Calculer par application de cette même formule la perte $\Delta\sigma_p$ au temps :

$t_{\text{éq}} + 500000$ heures, donnant conventionnellement la perte finale :

$$\Delta\sigma_{p1} = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t_{\text{éq}} + 500000}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\frac{10\mu-7.5}{k_2}} \times (\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1})$$

➤ Calculer : $\Delta\sigma_{p2} = \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$

❖ Application numérique :

a) La part de relaxation $\Delta\sigma_{p1}$:

$$\Delta\sigma_{p1}(x, t) = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\frac{10\mu-7.5}{k_2}} \times \sigma_{pmt}(x)$$

$$t = 360 \text{ h} \quad \rho_{1000} = 2.5\% \quad \sigma_{pmt} = 1539.96 \text{ MPa} \quad \mu = 0.83$$

$$t_{cp} = t_{pa} \times 1.14^{\theta_{max}-20}$$

$$t_{cp} = 3.5 \times 1.14^{70-20} = 2450.82 \text{ h}$$

$$\Delta\sigma_{p1}(x, t) = 6 \times 10^{-3} \times 2.5 \times \left(\frac{360}{1000}\right)^{\frac{3(1-0.83)}{4}} \times e^{\frac{10 \times 0.83 - 7.5}{1.1}} \times 1539.96$$

$$\Delta\sigma_{p1}(x, t) = 52.3 \text{ MPa}$$

b) La part de relaxation $\Delta\sigma_{p2}$:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{fro} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_{pi})$$

$$\sigma_{pi} = 1560.85 - (15.6085 + 5.28 + 52.3 + 108.756 + 86.35) = 1292.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{p1} = 1292.55 + 52.3 = 1344.85 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = K_1 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{t_{\text{éq}}}{1000}\right)^{\frac{3(1-\mu)}{4}} \times e^{\frac{10\mu-7.5}{k_2}} \times (\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1})$$

Avec :

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{pi}}{f_{prg}} = \frac{1292.55 + 248.468}{1860} = 0.83$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 6 \times 10^{-3} \times 2.5 \times \left(\frac{t_{\text{éq}}}{1000}\right)^{\frac{3(1-0.83)}{4}} \times e^{\frac{10 \times 0.83 - 7.5}{1.1}} \times (1344.85)$$

$$t_{\text{éq}} = 5776.35 \text{ h}$$

$$\Delta\sigma_p = 6 \times 10^{-3} \times 2.5 \times \left(\frac{5776.35 + 500000}{1000}\right)^{\frac{3(1-0.83)}{4}} \times e^{\frac{10 \times 0.83 - 7.5}{1.1}} \times (1344.85)$$

$$\Delta\sigma_p = 102.32 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 102.32 - 52.3 = 50.02 \text{ MPa}$$

❖ Pertes différées totales à la fin de toutes les phases :¹⁸

¹⁸ BPEL : Annexe 2 §5

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{r2} + \Delta\sigma_{fl.tot} + \Delta\sigma_{p2} - \frac{2 \cdot \Delta\sigma_{p2} \times (\Delta\sigma_{r2} + \Delta\sigma_{fl.tot})}{\Delta\sigma_{pi}}$$

$$\Delta\sigma_d = 25.72 + 57.23 + 50.02 - \frac{2 \times 50.02 \times (25.72 + 57.23)}{1292.55} = 126.5 \text{ MPa}$$

❖ **Pertes totales de la précontraintes à la fin de toutes les phases :**

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i = 126.5 + 248.468$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 374.96 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta\sigma_{tot} = \frac{\Delta\sigma_{tot}}{\Delta\sigma_{p0}}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{374.96}{1560.85} = 24.02\%$$

VIII.4.5 CONCLUSION :

Nous remarquons que le pourcentage maximal des pertes totales, qui est de 24.02%, est inférieur à la valeur estimée qui a été proposé au début de ce chapitre (25%), donc le nombre des torons (32 torons T15) est suffisant pour supporter les charges appliquées sur les poutres de notre pont.

VIII.5 VEREFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminé l'emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles, dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les phases de construction et service :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g \cdot V}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 \times V}{I} \right) \geq \bar{\sigma}_{bt} = -1.5 \text{ ftj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_g \cdot V'}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \times V'}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ fcj}$$

Tel que :

- σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.
- M_g : Moment dû au poids propre.
- P : effort de la précontrainte.
- M_p : Moment dû à la précontrainte ($M = P \times e_0$).
- e_0 : Excentricité de la force du précontrainte.
- σ_{max} : Contraintes maximales admissible.
- B_n : Section nette

❖ Les valeurs caractéristiques de la précontrainte ¹⁹

- **Phase de construction** : $P = P_1 = n \times A_p \times (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma)$
- **Phase d'exploitation** : $P = P_2 = n \times A_p \times (0.98 \times \sigma_{p0} - 1.2 \times \Delta\sigma)$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma$: Pertes totales de tension.

La vérification se fait à chaque étape des quatre étapes suivantes :

a) Première étape :

- On découpe les torons et on déplace les poutres vers la zone de stockage.
- Les caractéristiques géométriques à prendre sont celles de la section de la poutre seule
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t15} = -1.5 \times 2.69 = -4.04$ MPa
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c15} = 0.6 \times 34.86 = 20.92$ MPa

b) Deuxième étape :

- On transporte les poutres vers le chantier après le 28^{ème} jours, on les pose sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place, l'effort à prendre en considération dans cette phase est le poids propre de l'hourdis coulé.
- Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5$ MPa
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24$ MPa

c) Troisième étape :

- Tablier à vide (poutres + superstructures).
- Les efforts à prendre en considération dans cette phase sont le poids propre de la poutre et de l'hourdis.
- On prend comme section résistante celle de la poutre avec hourdis.
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5$ MPa
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24$ MPa

d) Quatrième étape :

- L'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée ($M_g + M_{D240}$).
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{t28} = -4.5$ MPa
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24$ MPa

¹⁹ Article 4.1.31. BPEL

Tableau VIII-9: Vérification des contraintes normales

-----	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4
$B_{hom}(m^2)$	0.5836	0.5836	0.9576	0.9576
$I_{hom}(m^4)$	0.2415855	0.2415855	0.598949	0.598949
$V_{hom}(m)$	1.1187	1.1187	0.8715	0.8715
$V'_{hom}(m)$	0.7813	0.7813	1.2485	1.2485
H(m)	1.9	1.9	2.12	2.12
$e_0(m)$	0.5242	0.5242	1.0124	1.0124
M (T.m)	217.614	369.08	369.08	848.26
P (T)	574.59	574.59	574.59	480.04
$M_p(T.m)$	301.2	301.2	581.74	485.99
$\sigma_{sup}(MPa)$	5.98	12.99	2.90	10.28
$\sigma_{min} = \sigma_{bt}(MPa)$	-4.04	-4.5	-4.5	-4.5
$\sigma_{inf}(MPa)$	12.54	7.65	10.43	-2.55
$\sigma_{max} = \sigma_{bc}(MPa)$	20.92	24	24	24
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VIII.6 VEREFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{réduite} \times S}{b_n \times I}$$

- $V_{réduite}$: Effort tranchant réduit, $V_{réduite} = T_G + T_P$.
- T_G : effort tranchant dû au poids propre
- T_P : effort tranchant dû à la précontrainte, et comme le tracé des torons est rectiligne, donc: $T_P = -\sin \alpha = 0$
- S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section située au-dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).
- b_n : Épaisseur nette de l'âme, $b_n = 20 \text{ cm}$.
- I : Moment d'inertie de la section considérée.

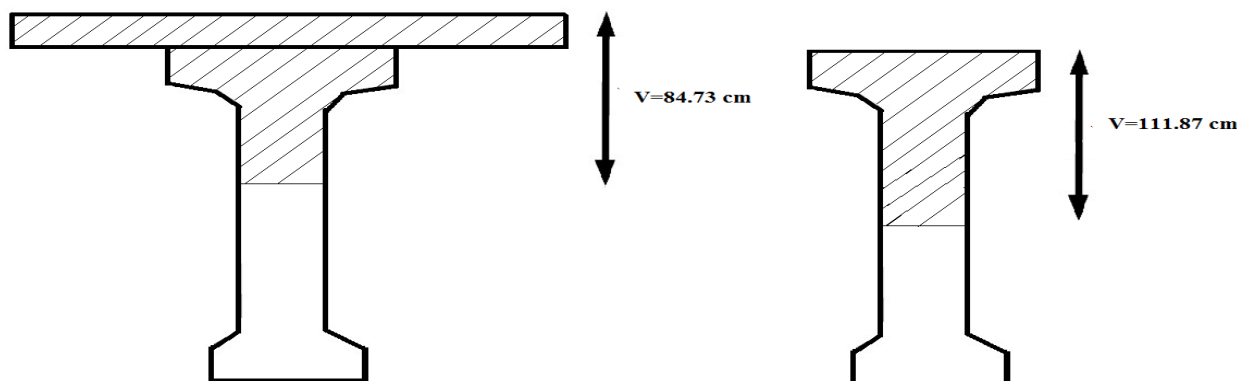


Figure VIII-5:Section concernée pour le calcul du moment statique

Tableau VIII-10: nouvelles caractéristiques de la section concernée

	$B (cm^2)$	$S (cm^3)$	$I_G (cm^4)$
Section sans hourdis	2883.4	193157.08	16503287.38
Section avec hourdis	5640.6	351358.13	23992709.94

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

$$\tau^2 \leq \tau_1 = 0.4f_{tj}(f_{tj} + \frac{2\sigma_t}{3})$$

- f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j
- σ_t : la contrainte de la précontrainte appliquée

✓ Etape 1 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\%\Delta\sigma_d$

✓ Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

✓ Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

✓ Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-11:Vérification des contraintes tangentielles

Etapes	$T_G (t)$	$T_P (t)$	$V_{red} (t)$	$\tau^2 (MPa)$	$f_{ij} (MPa)$	$\sigma_t (MPa)$	$\tau_1 (MPa)$	Vérification
Etape 1	24.17	0	24.17	2.006	2.69	19.92	17.18	Vérifiée
Etape 2	41.008	0	41.008	5.7	3	19.92	17.5	Vérifiée
Etape 3	41.008	0	41.008	9.01	3	10.31	11.84	Vérifiée
Etape 4	41.008	0	41.008	9.01	3	8.5	10.4	Vérifiée

VIII.7 VERIFICATION A LA RUPTURE

VIII.7.1 SECURITE A LA RUPTURE SOUS LA FLEXION

- Sécurité à la rupture en flexion :

$$\begin{cases} 1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RA} \\ 1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RB} \end{cases}$$

M_{RA} : Moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte.

M_{RB} : Moments résistants à la rupture du béton.

a) **Calcul de M_{RA} :**

$$M_{RA} = 0.9 \times h \times F$$

$$h = h_0 - \varphi$$

D'où :

h_0 : hauteur totale (poutre + hourdis) : $h_0 = 2.12 \text{ m}$

φ : diamètre des torons dans chaque rangée (5 rangées des torons T15.2 dans la poutre) :

$$\varphi = 5 \times 0.0152 = 0.076 \text{ m}$$

$$h = 2.12 - 0.076 = 2.044 \text{ m}$$

$$F = \text{nbr des torons} \times A_p \times f_{prg} = 32 \times 139 \times 1860 \times 10^{-4} = 827.328 \text{ T}$$

$$M_{RA} = 0.9 \times 2.044 \times 827.328 = 1521.95 \text{ T.m}$$

a) **Calcul de M_{RB} :**

❖ **Pour l'âme :**

$$M_{RB(ame)} = 0.35 \times b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

Avec :

L'épaisseur de l'âme : $b_0 = 0.20 \text{ m}$

La hauteur utile : $h = d = 190 - 3.5 = 186.5 \text{ cm} = 1.865 \text{ m}$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$M_{RB(ame)} = 0.35 \times 0.2 \times 1.865^2 \times 40 \times 10^2 = 973.903 \text{ T.m}$$

❖ **Pour l'hourdis :**

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 ($h_0 =$ Epaisseur de la table de compression + Epaisseur de la dalle) constituent la table de compression.

Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB(hourdis)} = \min \left(\frac{0.8(b - b_0) \times \frac{(h - h_0)}{2} \times h_0 \times f_{c28}}{0.35 \times (b - b_0) \times h^2 \times f_{c28}} \right)$$

$$M_{RB(hourdis)} = \min \left(\frac{0.8 \times (0.76 - 0.2) \times \frac{(1.865 - (0.07 + 0.22))}{2} \times 0.29 \times 40 \times 10^2}{0.35 \times (0.76 - 0.2) \times 1.865^2 \times 40 \times 10^2} \right)$$

$$M_{RB(hourdis)} = \min \left(\frac{409.25 \text{ T.m}}{2726.93 \text{ T.m}} \right) = 409.25 \text{ T.m}$$

$$M_{RB} = M_{RB(hourdis)} + M_{RB(ame)}$$

$$M_{RB} = 973.903 + 409.25 = 1383.15 \text{ T.m}$$

VIII.7.1.1 LA SECURITE PA RAPPORT AUX BETON

$$1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RB}$$

Pour la combinaison maximale : $1.35M_G + 1.35D_{240} = 1145.16 \text{ T.m}$

$$(1.35M_G + 1.5M_Q = 1145.16 \text{ T.m}) \leq (M_{RB} = 1383.15 \text{ T.m})$$

(Condition vérifié)

VIII.7.1.2 LA SECURITE PA RAPPORT AUX ACIERS

$$1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RA}$$

$$1.35M_G + 1.5M_Q = 1145.16 \text{ T.m}$$

$$(1.35M_G + 1.5M_Q = 1145.16 \text{ T.m}) \leq (M_{RA} = 1521.95 \text{ T.m})$$

(Condition vérifiée)

Donc, la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

VIII.7.2 SECURITE A LA RUPTURE SOUS L'EFFORT TRANCHANT

$$V_{red} = 1.35G + 1.5Q - 0.75 \sum P_i \sin \alpha$$

Le tracé des torons est rectiligne, donc :

$$\sin \alpha = 0 \quad V_{red} = 1.35G + 1.5Q$$

Pour la combinaison maximale :

$$V_{red} = 1.35G + 1.35D_{240} = 132.52 \text{ T}$$

D'où la contrainte ultime du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_{0/nette} \times d}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

On doit vérifier la condition du cisaillement admissible dans le cas des fissurations peu préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

τ_u : contrainte ultime de cisaillement

V : effort tranchant.

$b_{0/nette}$: épaisseur nette de l'âme, et comme il n'y a pas des torons dans l'âme de la poutre, l'épaisseur reste la même : $b_{0/nette} = b_0 = 0.20 \text{ m}$

d : hauteur utile de la section

γ_b : coefficient de sécurité, égale à 1,5 dans le cas général pour les combinaisons fondamentales

$$\tau_u = \frac{132.52}{0.2 \times 1.865} \times 10^{-2} = 3.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.55 \text{ MPa} \leq \min\left(0.2 \times \frac{40}{1.5} = 5.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\right) = 5 \text{ MPa}$$

(Condition Vérifiée)

Donc, la sécurité par rapport à l'effort tranchant est bien assurée.

VIII.7.3 VERIFICATION DE L'INCLINAISON DES BIELLES

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression.

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

$$\tan 2\beta_u = 2 \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_x}$$

Avec :

$$\sigma_x = \frac{(\sigma_p - \Delta\sigma_{tot}) \times A_p}{B_{hom}} = \frac{(1560.85 - 375.33) \times 32 \times 139}{0.9576 \times 10^6}$$

$$\sigma_x = 5.51 \text{ MPa}$$

Il faut que :

$$\beta_u \leq 30^\circ$$

$$\tan 2\beta_u = 2 \times \frac{3.55}{5.51} = 1.28 \rightarrow \beta_u = 26^\circ \leq 30^\circ$$

(Condition Vérifiée)

VIII.8 CALCUL DES ARMATURES PASSIVES

On a deux types d'armatures :

- Armatures longitudinales dans les zones tendues
- Armatures de peau

VIII.8.1 ARMATURES LONGITUDINALES

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.²⁰

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \times f_{tj}}{\sigma_{bt} \times \sigma_s}$$

- B_t : l'aire de la partie tendue (hachurée)
- N_{Bt} : l'intensité de la résultante des efforts de traction
- σ_{bt} : la valeur absolue de la contrainte de traction
- σ_s : la limite élastique des aciers passifs (Fe500)
- Y : la hauteur ou la contrainte est nulle

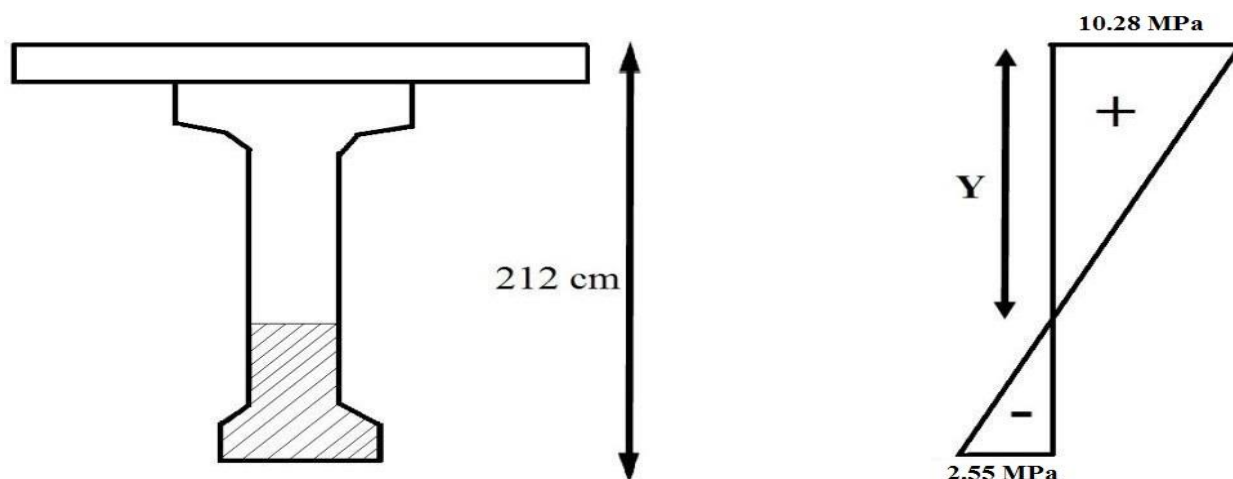


Figure VIII-6: Diagramme des contraintes normales

$$\frac{Y}{10.28} = \frac{2.12 - Y}{2.55}$$

$$Y = 1.69 \text{ cm}$$

Le fibre tendue se trouve à une distance de : $X = 2.12 - 1.69 = 0.43 \text{ cm}$

$$B_t = (0.64 \times 0.2) + \frac{(0.64 + 0.2) \times 0.15}{2} + (0.2 \times 0.08)$$

$$B_t = 0.207 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = \sigma_{bt} \times \frac{B_t}{2} = 2.55 \times \frac{0.207}{2} \times 10^2 = 26.4 \text{ T}$$

²⁰ BPEL article 6.1.3.2

$$A_s = \frac{0.207 \times 10^4}{1000} + \frac{26.4 \times 10^2 \times 3}{500 \times 2.55}$$
$$A_s = 8.3 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA14 + 4 HA10 ($A_s = 9.3 \text{ cm}^2$)

VIII.8.2 ARMATURES LONGITUDINALES DE PEAU

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérée.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

$$A_s = 3 \times \text{périmètre} = 3 \times 580.32 \times 10^{-2}$$

$$A_s = 17.4 \text{ cm}^2$$

$$0.1\% B_{hom} = 5.86 \text{ cm}^2$$

Soit 22 HA10 ($A_s = 17.29 \text{ cm}^2$) réparties sur le porteur espacé de 20 cm et Soit un HA10 façonnée en forme de V pour les goussets ($A_s = 0.79 \text{ cm}^2$)

VIII.8.3 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 :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \tan \beta_u$$

Avec :

- S_t : espacement des armatures
- $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s = 1.15$.
- $b_n = 20 \text{ cm}$.
- $\beta_u = 26^\circ$.
- $\tau_u = 3.55 \text{ MPa}$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.63 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.84 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \min(0.8h ; 3b_n ; 1 \text{ m})$$

$$S_t = \min(0.8 \times 1.9 ; 3 \times 0.2 ; 1 \text{ m}) = 0.6 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{tmin} \geq 1.104 \text{ cm}^2$$

Soit 2 étriers HA14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$) met en place cote a cote .

VIII.8.4 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.

Le scellement dans le talon est assuré par un ancrage en croise le long du pied de talon.

$$\overline{\sigma_{cn}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{28}} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

On doit avoir :

$$\frac{\overline{W}_t}{S_t} = c \frac{\overline{\sigma_{28}}}{\overline{\sigma_{cn}}} \times 100$$

$$\frac{\overline{W}_t}{S_t} = 0.035 \times \frac{24}{434.78} \times 100 = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $S_t = 0.6 \text{ m}$

$$\overline{W}_t = 1.16 \text{ cm}^2$$

On choisit des cadres HA14

VIII.8.5 ARMATURES SUPERIEURS DE LA TABLE DE COMPRESSION

L'aile de la poutre est sollicitée par les effort suivants :

- Le poids propre : $q_1 = (38 \times 13.76) \times 2.5 \times 1 \times 10^{-4} = 0.1307 \text{ T/ml}$
- Le béton frais hourdis : $q_2 = (38 \times 22) \times 2.5 \times 1 \times 10^{-4} = 0.209 \text{ T/ml}$
- Une surcharge de 450 kg/m^2 provoquée par la présente des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction. $q_3 = (0.45 \times 0.38) = 0.171 \text{ T/ml}$

$$q_{tot} = q_1 + q_2 + q_3 = 0.5107 \text{ T/ml}$$

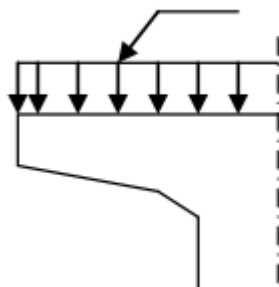


Figure VIII-7: Charges sur la table de compression

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{0.5107 \times 0.38^2}{2} = 0.036 \text{ T.m/ml}$$

On prend 4 HA10 ($A_s = 3.16 \text{ cm}^2$)

✓ **AUTRE FERRAILLAGE :**

- Armatures transversales supérieures : **Soit un HA10**
- Cadre de connexion poutre hourdis : **Soit un cadre HA12**

VIII.8.6 PLAN DE FERRAILLAGE

(Voir l'annexe F.3)

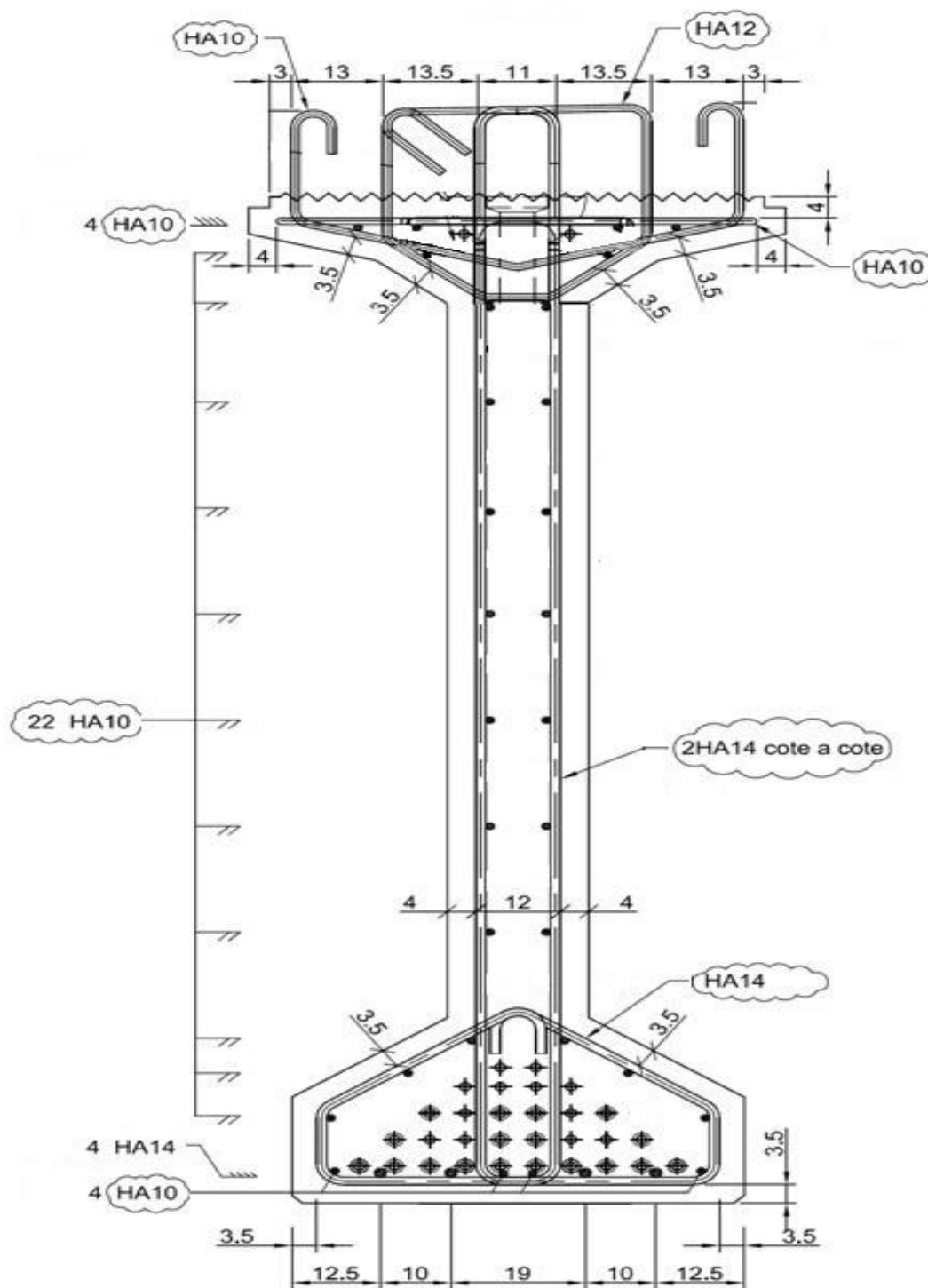


Figure VIII-8: Plan de ferrailage de la poutre

CHAPITRE

IX :ETUDE DE L'HOURLDIS ET CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.1 CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.1.1 INTRODUCTION

Les charges et les surcharges provoquent des déformations qui se manifestent sous forme de :

- Flèche maximale à mi travée
- Rotation d'appui
- Déplacement horizontale du au retrait et au fluage ainsi que la température

IX.1.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

IX.1.2.1 FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie, la flèche prend sa valeur maximale à mi- travée.

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 \cdot E_V \cdot I_G} \quad E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Tableau IX-1: Calcul de la flèche due au poids propre

Module d'élasticité différé (MPa)	La portée (m)	Charges due au poids propre (T/ml)	L'inertie (poutre+hourdis) (m4)	La flèche due au poids propre (m)
12102.945	35	2.9	0.5509150	0.0849

IX.1.3 FLECHE DUE AUX SURCHARGES

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot M_q \cdot L^2}{48 \cdot E_V \cdot I_G}$$

Le moment sous la surcharge D240 excentré est de 386.3 T. m sur la Poutre 3.

Tableau IX-2: Calcul de la flèche due aux surcharges

Module d'élasticité différé (MPa)	La portée (m)	Moment due au surcharges (d240ex) a ELS T.m	L'inertie (poutre+hourdis) (m4)	La flèche due au surcharge (m)
12102.945	35	386.3	0.5509150	0.0739

❖ La flèche totale due au poids propre et aux surcharges :

$$f_{G+S} = 8.49 + 7.39 = 15.88 \text{ cm}$$

IX.2 CALCUL DES DEFORMATIONS

IX.2.1 INTRODUCTION

Les charges et les surcharges provoquent des déformations qui se manifestent sous forme de :

- Flèche maximale à mi travée
- Rotation d'appui
- Déplacement horizontale du au retrait et au fluage ainsi que la température

IX.2.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

IX.2.2.1 FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie, la flèche prend sa valeur maximale à mi- travée.

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 \cdot E_V \cdot I_G} \quad E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Tableau IX-3: Calcul de la flèche due au poids propre

Module d'élasticité différé (MPa)	La portée (m)	Charges due au poids propre (T/ml)	L'inertie (poutre+hourdis) (m4)	La flèche due au poids propre (m)
12102.945	35	2.9	0.5509150	0.0849

IX.2.3 FLECHE DUE AUX SURCHARGES

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot M_q \cdot L^2}{48 \cdot E_V \cdot I_G}$$

Le moment sous la surcharge D240 excentré est de 386.3 T. m sur la Poutre 3.

Tableau IX-4: Calcul de la flèche due aux surcharges

Module d'élasticité différé (MPa)	La portée (m)	Moment due au surcharges (d240ex) a ELS T.m	L'inertie (poutre+hourdis) (m4)	La flèche due au surcharge (m)
12102.945	35	386.3	0.5509150	0.0739

❖ La flèche totale due au poids propre et aux surcharges :

$$f_{G+S} = 8.49 + 7.39 = 15.88 \text{ cm}$$

IX.2.4 FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE

D'après la méthode de VERESCHEAGUINE ; la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$f_p = \frac{1}{2 \times E_v \times I} \int_0^1 M_p(x) \times \bar{M} dx = \frac{\text{Aire de diagramme}_{\text{réel}} \times X_g(\text{fictif})}{E_v \times I}$$

Sachant que :

$$M_p = 485.99 \text{ T.m}$$

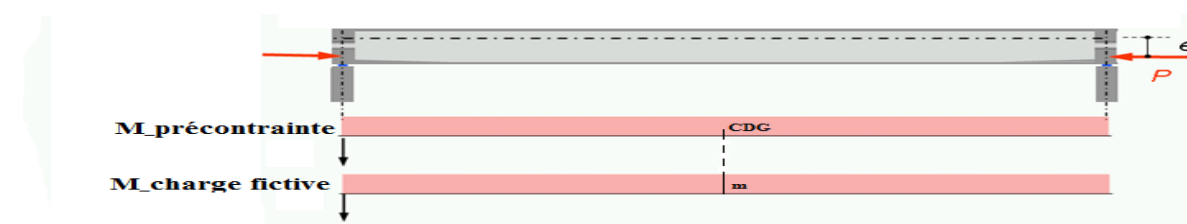


Figure IX-1: Diagrammes du moment fléchissant

$$m_{CDG} = P_{fictive} \times e_0 = 101.24 \text{ cm}$$

Donc la flèche due à la précontrainte :

$$f_p = -\frac{485.99 \times 1.0124 \times 35}{12102.945 \times 10^2 \times 0.5509150} = -0.025 \text{ m}$$

IX.2.5 FLECHE DE CONSTRUCTION

La contre flèche de précontrainte est nettement inférieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle se prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre 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 haut dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_g) = \frac{3}{4} (2.5 - 8.49) = -4.49 \text{ cm}$$

IX.2.6 FLECHE DE TOTALE

➤ En service à vide :

$$f_{tot} = f_p + f_g + f_c = -2.5 + 8.49 - 4.49 = 1.5 \text{ cm}$$

➤ En service en charge :

$$f_{tot} = f_p + f_g + f_c + f_q = -2.5 + 8.49 - 4.49 + 7.39 = 8.89 \text{ cm}$$

Conclusion :

La flèche totale calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : **f=8.89cm**

La flèche admissible : ($L/300 = 11.7 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (8.89)

Donc : la condition est vérifiée ($f_{tot} \leq f_{adm}$)

IX.3 CALCUL DES ROTATIONS

IX.3.1 ROTATION SOUS LE POIDS PROPRE

La rotation est donnée par :

$$\theta_G = \frac{g \times L^3}{24 \times E_V \times I_G}$$

$$\theta_G = \frac{0.029 \times 35^3}{24 \times 0.5509150 \times 12102.945} = 0.00776 \text{ rad} = 7.76 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IX.3.2 ROTATION SOUS LA SURCHARGE D₂₄₀

La rotation est donnée par :

$$\theta_q = \frac{M_q \times L}{3 \times E_V \times I_G}$$

$$\theta_G = \frac{3.863 \times 35}{3 \times 12102.945 \times 0.5509150} = 0.0067 \text{ rad} = 6.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IX.3.3 ROTATION SOUS LA PRECONTRAINTTE

$$\theta_p = -\frac{1}{2EI} \int M_x dx = -\frac{A_i}{2EI}$$

On procède de la même façon que précédemment (calcul du flèche) :

$\int_0^L M_x dx$ Représente l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\theta_p = -\frac{4.8599 \times 35 \times 1.0124}{2 \times 12102.945 \times 0.5509150} = -0.0129 \text{ rad}$$

IX.3.4 ROTATION TOTALE

- Rotation en service (à vide) :

$$\theta_G + \theta_P = 0,00776 - 0,0129 = -0.00514 \text{ rad}$$

- Rotation en service (en charge) :

$$\theta_G + \theta_P + \theta_Q = 0,00776 - 0,0129 + 0,0067 = 0.00156 \text{ rad}$$

IX.4 CALCUL DES DEPLACEMENTS

IX.4.1 DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUIS

$$\Delta\theta_{rot} = \frac{\sin \theta \cdot h}{2}$$

- Déplacement en service (à vide) :

$$\Delta\theta_{rot} = \frac{\sin(-0.00514) \times 2.12}{2} = -0.0057 \text{ m}$$

- Déplacement en service (en charge) :

$$\Delta\theta_{rot} = \frac{\sin(-0.00156) \times 2.12}{2} = 0.00165 \text{ m}$$

IX.4.2 DEPLACEMENT DU AU RETRAIT

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$\Delta f_{ret} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2}$$

$$\Delta f_{ret} = 0.00525 \text{ m} = 5.25 \text{ mm}$$

IX.4.3 DEPLACEMENT DU AU FLUAGE

$$\Delta f_{flu} = \epsilon_{flu} \times \frac{L}{2}$$

$$\epsilon_{flu} = \frac{2 \times \sigma_b}{E_i}$$

Avec :

- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du fibre inferieure sur appui, $\sigma_b = 2.61$ MPa
- E_i : Module d'élasticité instantanée du béton, $E_i = 35981.729$ MPa

$$\epsilon_{flu} = 1.45 \times 10^{-4}$$

$$\Delta f_{flu} = 1.45 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2} = 0.00253 \text{ m} = 2.53 \text{ mm}$$

IX.4.4 DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE TEMPERATURE

$$\epsilon_t = \pm 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta T = \epsilon_t \times \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2}$$

$$\Delta T = \pm 0.0035 \text{ m} = \pm 3.5 \text{ mm}$$

IX.4.5 DEPLACEMENT TOTAL

Le déplacement total est défini par la relation suivante :

$$\Delta_{max}^{\pm} = \frac{2}{3} (\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_f) \pm \Delta_T$$

$$\Delta_{max}^+ = \frac{2}{3} (1.65 + 5.25 + 2.53) + 3.5 = 9.78 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max}^- = \frac{2}{3} (1.65 + 5.25 + 2.53) - 3.5 = 2.78 \text{ mm}$$

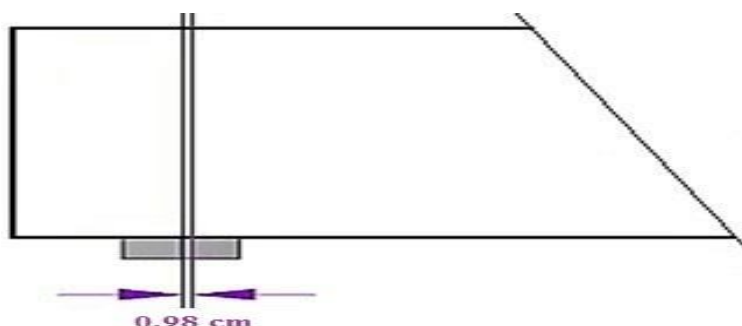


Figure IX-2: Déplacement totale (max+) de la poutre

IX.5 ETUDE DE L'OURDIS

IX.5.1 INTRODUCTION

L'ourdis est une dalle en béton armé, qui joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, les

surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres qui à leur tour les transmettrons aux fondations

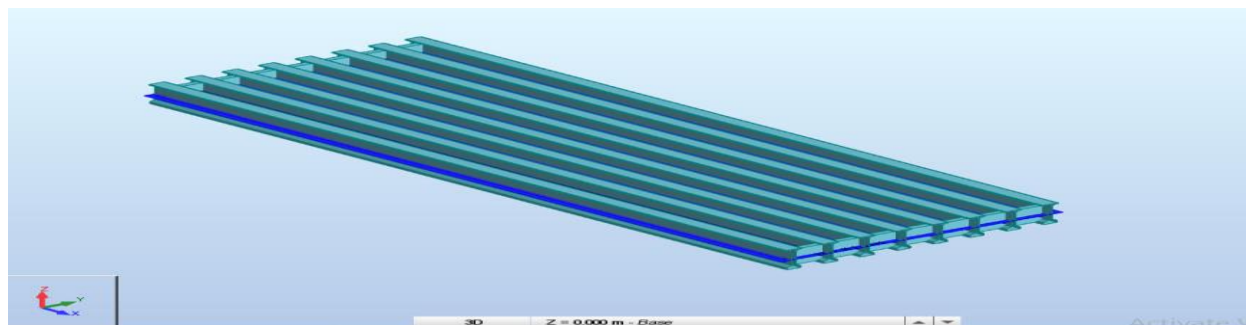


Figure IX-3:Modèle du tablier en 3D

IX.5.2 ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE

IX.5.2.1 MOMENTS FLECHISSANT MAX ET MIN :

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque, 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 : **(pour plus de détails voir l'annexe G.1)**

Tableau IX-5:Moments fléchissant transversaux (M_{xx}) à ELU de l'hourdis

ELU		
Combinaison	$M_{xx}(-)$ Les fibres inférieures de la dalle (T.m)	$M_{xx}(+)$ Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
1.35G+1.6A(l)	3.384	0.717
1.35G+1.6Bc	6.12	3.87
1.35(G+Mc120)	4.091	2.720
1.35(G+D240)	11.377	1.98
1.35(G+D240éxentré)	7.96	3.17

Tableau IX-6:Moments fléchissant transversaux (M_{xx}) à ELS de l'hourdis

ELS		
Combinaison	$M_{xx}(-)$ Les fibres inférieures de la dalle (T.m)	$M_{xx}(+)$ Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
G+1.2A(l)	2.543	0.532
G+1.2Bc	4.595	2.90
G+Mc120	3.030	2.015
G+D240	8.427	1.468
G+D240éxentré	5.89	2.34

- **Le moment $M_{xx} (-)$ (fibres inférieures de la dalle) :**

$M_{ELU} = 11.377 \text{ T.m}$ $M_{SER} = 8.427 \text{ T.m}$

- Le moment M_{xx} (+) (fibres supérieures de la dalle) :

$M_{ELU} = 3.87 \text{ T.m}$ $M_{SER} = 2.90 \text{ T.m}$

IX.5.2.2 FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

On a ferrailé l'hourdis en flexion simple pour une bande de 1 m (ferrailage par 1 ml) :

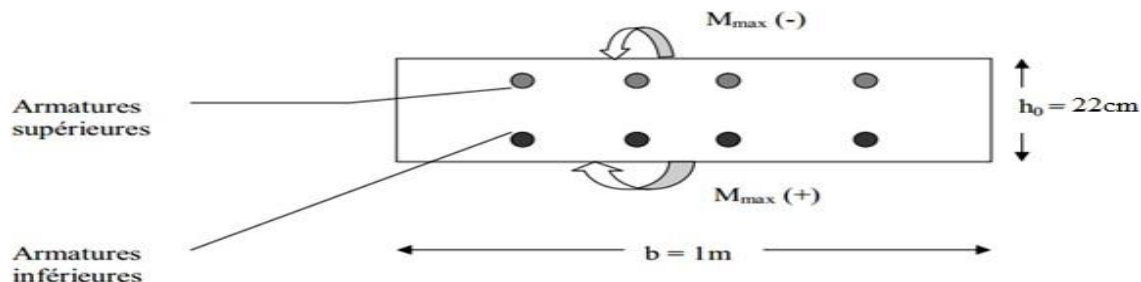


Figure IX-4: Dispositions des armatures dans une bande de 1 m de L'hourdis

- ❖ La nappe inférieure (en travée) : (Plus de détails voir l'annexe G.3)

Tableau IX-7: ferrailage de la nappe inférieure

Paramètre	M_{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	σ_s (MPa)	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S_t (cm)
Résultat	11.377	19	100	435	0.173	15.122	5HA ₂₀	15.71	20

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23.b.d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.7}{500} \times 10^4 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \geq 2.36 \text{ cm}^2$ (Condition Vérifiée)

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour faire la vérification à ELS on a deux conditions :

Condition 1 : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc(adm)}$ (ELS de compression du béton)

Condition 2 : $\sigma_s \leq \sigma_{s(adm)}$ (ELS de l'ouverture des fissures)

Tableau IX-8: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe inférieure

M_{ser} (t.m)	y_1 (m)	I_1 (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{bc(adm)}$ (Mpa)	$\sigma_{s(adm)}$ (Mpa)	Condition1	Condition2
8.427	0.074	3.17×10^{-4}	19.67	462.5	21	228.63	Vérifié	Non vérifié

(Pour plus de détails voir l'annexe G.3)

Condition 2 non vérifié

Donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_{s(adm)} = 228.63 \text{ Mpa}$$

On pose :

$$\alpha = \frac{y_1}{d}$$

$$\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 0.08427}{1 \times 0.19^2 \times 228.63} = 0.157$$

α est la solution de l'équation :

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Pour la solution :

$$\alpha = 0.45$$

On trouve

$$A_s = \frac{0.08427}{228.63 \times 0.19 \times \left(1 - \frac{0.45}{3}\right)} = 22.82 \text{ cm}^2$$

On prend **5 barres HA25** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$).

❖ La nappe supérieure (sur pile) :

Avec la même démarche pour la nappe inférieure (selon BAEL) on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IX-9: Ferrailage transversale de la nappe supérieure

Paramètre	M_{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	σ_s (MPa)	μ	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S_t (cm)
Résultat	3.87	19	100	435	0.054	0.184	4.83	5HA12	5.65	20

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23.b.d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.7}{500} \times 10^4 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2.36 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Avec la même démarche pour la nappe inférieure (selon BAEL) on résume les résultats dans le tableau suivant :

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

Tableau IX-10: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe superieure

M_{ser} (t.m)	y_1 (m)	I_1 (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{bc(adm)}$ (Mpa)	$\sigma_{s(adm)}$ (Mpa)	Condition1	Condition2
2.90	0.0489	$1.695 \cdot 10^{-4}$	8.36	362.1	21	228.63	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non vérifié

Donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_{s(adm)} = 228.63 \text{ Mpa}$$

on pose : $\alpha = \frac{y_1}{d}$

calcul de
$$\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 0.0290}{1 \times 0.19^2 \times 228.63} = 0.053$$

α est la solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$

La section d'acier :
$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Pour la solution : $\alpha = 0.285$

On trouve
$$A_s = \frac{0.0290}{228.63 \times 0.19 \times \left(1 - \frac{0.285}{3}\right)} = 7.37 \text{ cm}^2$$

On prend 5 barres HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$).

IX.5.3 ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE

IX.5.3.1 MOMENTS FLECHISSANT MAX ET MIN :

Les valeurs des moments fléchissant, max et min, sont données dans le tableau suivant :

Tableau IX-11: Moments fléchissant longitudinale (M_{yy}) à ELU de l'hourdis

ELU		
Combinaison	$M_{yy}(-)$ Les fibres inférieures de la dalle (T.m)	$M_{yy}(+)$ Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
1.35G+1.6A(l)	3.964	0.46
1.35G+1.6Bc	5.1	1.19
1.35(G+Mc120)	4.13	1.77
1.35(G+D240)	5.878	1.32
1.35(G+D240éxentré)	5.49	2.06

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

Tableau IX-12: Moments fléchissant longitudinale (Myy) à ELS de l'hourdis

ELS		
Combinaison	Myy(-) Les fibres inférieures de la dalle (T.m)	Myy(+) Les fibres supérieures de la dalle (T.m)
G+1.2A(1)	2.925	0.36
G+1.2Bc	3.8	0.88
G+Mc120	3.061	1.31
G+D240	4.352	0.948
G+D240éxenté	4.06	1.53

- Le moment Myy (-) (fibres inférieures de la dalle) :

$$M_{ELU} = 5.878 \text{ T.m}$$

$$M_{SER} = 4.352 \text{ T.m}$$

- Le moment Myy (+) (fibres supérieures de la dalle) :

$$M_{ELU} = 2.06 \text{ T.m}$$

$$M_{SER} = 1.53 \text{ T.m}$$

IX.5.3.2 FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

❖ La nappe inférieure (en travée) :

Avec la même démarche pour le ferrailage longitudinale (selon BAEL) on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IX-13: Ferrailage longitudinale de la nappe inférieure

Paramètre	M _{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	σ _s (MPa)	μ	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S _t (cm)
Résultat	5.87	19	100	435	0.082	0.181	7.50	5HA ₁₄	7.70	20

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23.b.d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.7}{500} \times 10^4 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \geq 2.36 \text{ cm}^2$$

(Condition Vérifiée)

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Avec la même démarche pour le ferrailage transversale (selon BAEL) on résume les résultats dans le tableau suivant :

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOUDIS ET CALCUL DES DEFORMATIONS

Tableau IX-14: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe inferieure

M_{ser} (t.m)	y_1 (m)	I_1 (m4)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{bc(adm)}$ (Mpa)	$\sigma_{s(adm)}$ (Mpa)	Condition1	Condition2
4.352	0.0556	$2.086 \cdot 10^{-4}$	11.59	420.5	21	228.63	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non vérifié

donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_{s(adm)} = 228.63 \text{ Mpa}$$

on pose : $\alpha = \frac{y_1}{d}$

calcul de $\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 0.04352}{1 \times 0.19^2 \times 228.63} = 0.079$$

α est la solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$

La section d'acier : $A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \times (1 - \frac{\alpha}{3})}$

Pour la solution : $\alpha = 0.34$

On trouve $A_s = \frac{0.04352}{228.63 \times 0.19 \times (1 - \frac{0.34}{3})} = 11.29 \text{ cm}^2$

On prend 6 barres HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$).

❖ La nappe supérieure (sur pile) :

Tableau IX-15: Ferrailage longitudinale de la nappe supérieure

Paramètre	M_{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	σ_s (MPa)	μ	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S_t (cm)
Résultat	2.06	19	100	435	0.028	0.187	2.53	4HA10	3.14	25

- Condition de non fragilité :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.19 \cdot \frac{2.7}{500} \cdot 10^4 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.36 \text{ cm}^2$ (Condition Vérifiée)

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Avec la même démarche pour la nappe inferieure (selon BAEL) on résume les résultats dans le tableau suivant :

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOUDIS ET CALCUL DES DEFORMATIONS

Tableau IX-16: Vérification des contraintes a ELS pour la nappe supérieure

M_{ser} (t.m)	y_1 (m)	I_1 (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_{bc(adm)}$ (Mpa)	$\sigma_s(adm)$ (Mpa)	Condition1	Condition2
1.53	0.0378	$1.091 \cdot 10^{-4}$	5.3	320.16	21	228.63	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non vérifié

Donc on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \sigma_s(adm) = 228.63 \text{ Mpa}$$

on pose : $\alpha = \frac{y_1}{d}$

calcul de $\mu_{ser} = \frac{n \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 0.0153}{1 \times 0.19^2 \times 228.63} = 0.027$$

α est la solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$

La section d'acier : $A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$

Pour la solution : $\alpha = 0.2$

On trouve $A_s = \frac{0.0131}{228.63 \times 0.19 \times \left(1 - \frac{0.2}{3}\right)} = 3.77 \text{ cm}^2$

On prend **5 barres HA10** ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$).

IX.5.4 RECAPITULATIVE SUR LE FERRAILLAGE DE LA DALLE

Tableau IX-17 : Ferrailage de l'hourdis

Ferrailage transversal	Nappe supérieure	5HA 14 espacée de $S_t = 20 \text{ cm}$
	Nappe inférieure	5HA 25 espacée de $S_t = 20 \text{ cm}$
Ferrailage longitudinal	Nappe supérieure	5HA 10 espacée de $S_t = 20 \text{ cm}$
	Nappe inférieure	6HA 16 espacée de $S_t = 15 \text{ cm}$

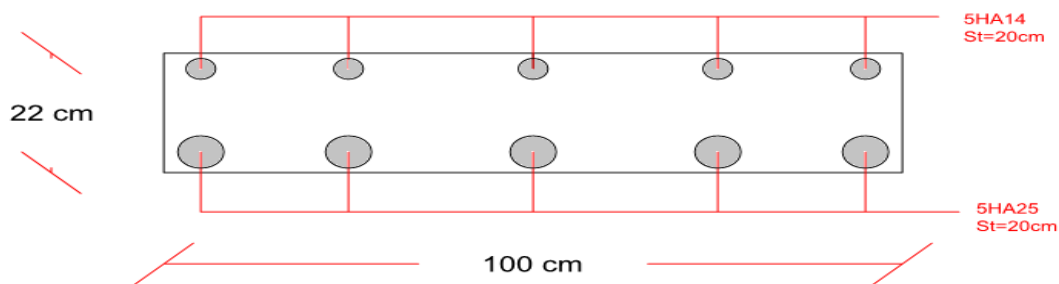


Figure IX-5:Schéma représente le ferrailage transversale de l'hourdis

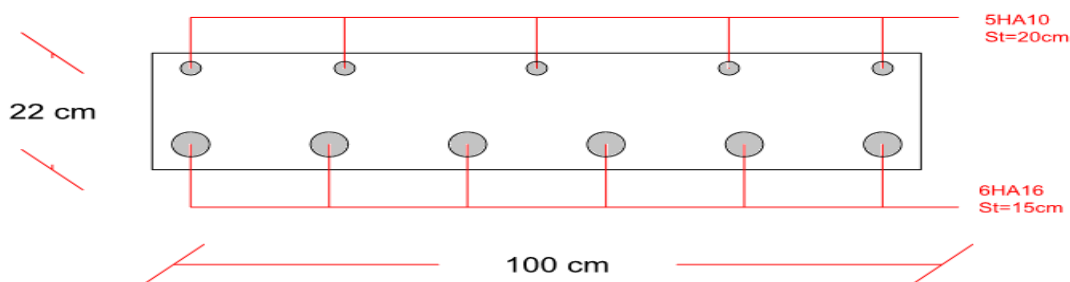


Figure IX-6:Schéma représente le ferrailage longitudinale de l'hourdis

IX.5.5 VERIFICATION DU POINÇONNEMENT

En général le cas de charge le plus défavorable pour vérifier le risque du poinçonnement est bien le système de la roue isolé Br où la valeur de la charge est égale à 10 tonnes.

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.

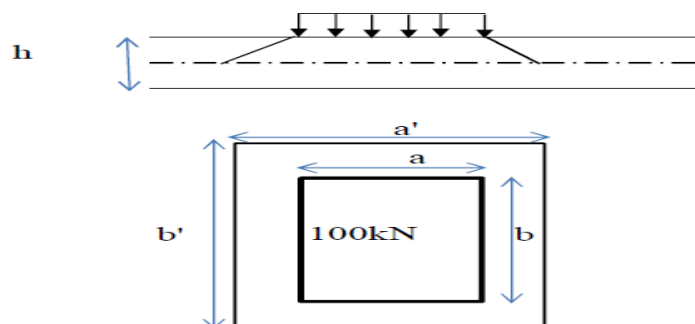


Figure IX-7:La diffusion de la surcharge Br

❖ La roue Br :

Surface d'impact avant diffusion :

$$a = 0.3 \text{ m} \qquad b = 0.6 \text{ m}$$

Surface d'impact après diffusion : (conformément à l'article A3,2,5 du BAEL 91)

$$a' = a + \frac{3}{4} h_r + h_d = 0.3 + \frac{3 \cdot 0.008}{4} + 0.22 = 0.526 \text{ m}$$

$$b' = b + \frac{3}{4} h_r + h_d = 0.6 + \frac{3 \cdot 0.008}{4} + 0.22 = 0.826 \text{ m}$$

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

Donc :

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2.704 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times P = 1.6 \times 10 = 16 \text{ t}$$

$$Q = \frac{0.045 \times U_c \times h_d \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.704 \times 0.22 \times 35}{1.5} = 0.6246 \text{ MN} = 62.46 \text{ t}$$

$$Q_u = 16 \text{ t} \leq Q = 62.46 \text{ t} \text{ (Condition Vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

CHAPITRE

X:CALCUL DES EQUIPEMENT

X.1 APPAREILS D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

On opte pour notre cas des appareils d'appui en élastomère fretté, ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

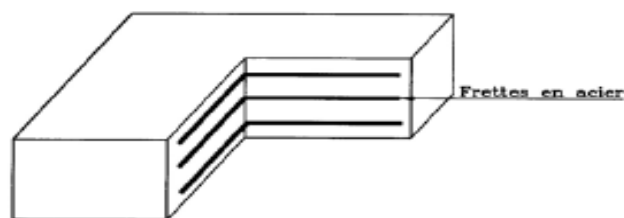


Figure X-1 :Appareil d'appui en élastomère fretté (photos guide SETRA)

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

X.1.1 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Le dimensionnement est suivant les exigences du **guide technique de SETRA**

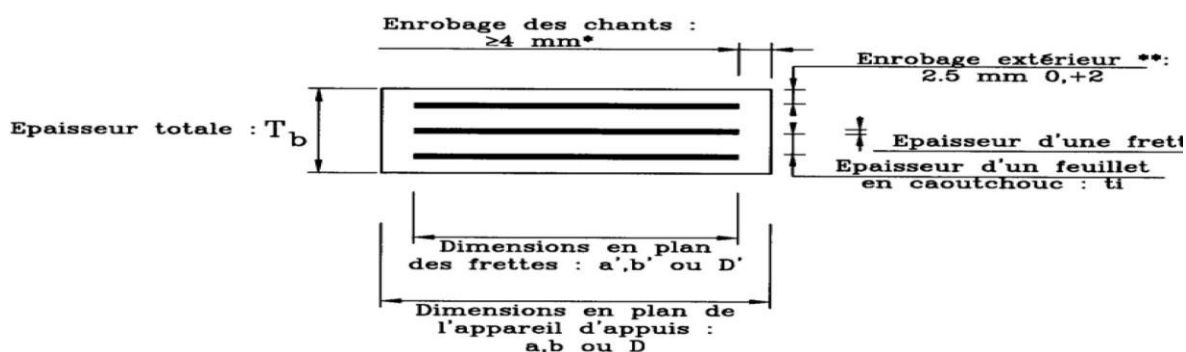


Figure X-2:Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

X.1.1.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUIS:

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2 \text{ Mpa} \leq \sigma_m \leq 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due a l'effort N_{max} .

N_{max} : Réaction maximale dans l'appui.

2 Mpa : Condition de non cheminement.

15 Mpa : condition de non écrasement.

On désigne par ($a \times b$) l'aire de l'appareille d'appui d'où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage. **b** : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La poutre la plus touché par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$$N_{max} = R_{max} = R_{cb}(G+D240ex) = 132.52 \text{ T.}$$

Donc :

$$2 \times 10^2 \leq \frac{132.52}{a \times b} \leq 15 \times 10^2$$

$$0.0883 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.6626 \text{ m}^2$$

X.1.1.2 HAUTEUR NETTE DE L'ELASTOMERE:

$$T \geq \frac{U}{0.5}$$

U : Déformation lente (retrait, fluage, température), calculé précédemment. (U= 0.98 cm)

$$T \geq \frac{0.98}{0.5} = 1.96 \text{ cm}$$

On choisira une appareil d'appui d'une hauteur de : T = 50 mm et qui est constitué de 4 feuillets de 10 mm chacun avec un enrobage extérieur de 5 mm.

X.1.1.3 DIMENSIONNEMENT EN PLAN DE L'APPAREIL D'APPUI

Il faut respecter la **condition de non flambement** suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T$$

$$250 \text{ mm} \leq a \leq 500 \text{ mm}$$

On prend :

$$a = 350 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm.}$$

D'où : $0.0883 \text{ m}^2 \leq (a \times b = 0.14 \text{ m}^2) \leq 0.6626 \text{ m}^2$ (Condition vérifiée)



Figure X-3: Vue en plan de l'appareil d'appui

X.1.2 EFFORTS HORIZONTAUX

Les efforts horizontaux exercés sur la surface de l'hourdis ont plusieurs origines, on cite :

- Réactions de freinage des systèmes $A(L)$ et B_c
- Action sismiques
- Effet du vent
- Déformations du tablier

X.1.2.1 FREINAGE DU SYSTEME B_c

La force de freinage développée par le système B_c (un seul camion est supposé freiné) est égale à **28,5 Tonnes**, donc chaque appareil reçoit un effort de :

$$H_{Bc} = \frac{Fr_{(Bc)}}{nbr\ d'\ appareil} = \frac{28.5}{16} = 1.79\ T/\text{appareil}$$

X.1.2.2 FREINAGE DU SYSTEME $A(l)$

L'effort de freinage qui correspond au système de charge $A(l)$ est égale à **27.52 Tonnes**, donc chaque appareil reçoit un effort de :

$$H_{Al} = \frac{Fr_{(Al)}}{nbr\ d'\ appareil} = \frac{27.52}{16} = 1.72\ T/\text{appareil}$$

X.1.2.3 EFFORT DU SIESME

- Effort vertical : (calculé précédement)

Descendant : $F_{av} = 62.741\ T$

Ascendant : $F_{av} = - 62.741\ T$

- Effort horizontal :

$F_{ah} = 209.139\ T$

Soit :

$$F_{av/appui} = \frac{\pm 62.741}{nbr\ d'\ appareil} = \frac{\pm 62.741}{16} = 3.92\ T/\text{Appareil}$$

$$F_{ah/appui} = \frac{209.139}{nbr\ d'\ appareil} = \frac{209.139}{16} = 13.07\ T/\text{Appareil}$$

X.1.2.4 EFFORT DU AU VENT

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, Cet effort est défini par la loi suivante :

$$H_{vent} = \frac{P_v \times S}{nbr\ d'\ appareil}$$

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = L \times h_{\text{Tablier}}$$

$L = 36\ m$ (longueur du tablier)

$$h_{\text{tablier}} = 2,20\ m\ (h_p + h_d + h_r)$$

P = la pression du vent a pour valeur

$$(P = 2\ KN/m^2)$$

$$S = 36 * 2.2 = 79.2\ m^2$$

$$H_{vent} = \frac{2 \times 79.2}{16} = 9.9\ KN = 0.99\ T/\text{Appareil}$$

X.1.2.5 EFFORT DU AUX DEFORMATIONS (DEPLACEMENTS)

$$H_{\text{d\u00e9f}} = \frac{\Delta_{\text{max}} \times G \times a \times b}{T}$$

$\Delta_{\text{max}} = 1.05 \text{ cm}$

T : Hauteur nette d'elastom\u00e8re = 50 mm

G : moment d'elasticit\u00e9 transversale (conventionnel) \u00e0 long terme $G = 0.9 \text{ Mpa}$

$$H_{\text{d\u00e9f}} = \frac{1.05 \times 10^{-2} \times 0.9 \times 0.14}{0.05} = 0.02646 \text{ MN} = 2.646 \text{ T}$$

Donc l'effort d\u00fa aux d\u00e9formations sur chaque appui :

$$H_{\text{d\u00e9f/appui}} = \frac{2.646}{16} = 0.165 \text{ T}$$

X.1.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES

X.1.3.1 CONTRAINTE DE COMPRESSION

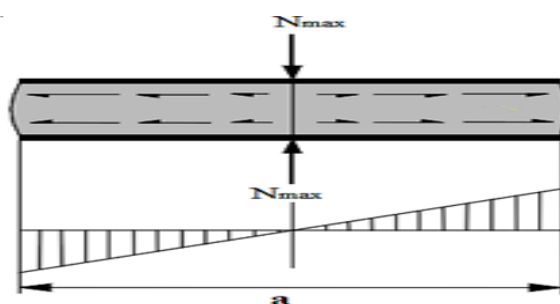


Figure X-4: Effort normale max sur l'appareil d'appui

$$\sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

On a : $N_{\text{max}} = 132.52 \text{ T}$ $a \times b = 0.14 \text{ m}^2$

$$\sigma_m = \frac{132.52}{0.14} \times 10^{-2} = 9.465 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_m = 9.465 \leq 15 \text{ Mpa}$ (Condition v\u00e9rifi\u00e9e)

X.1.3.2 CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

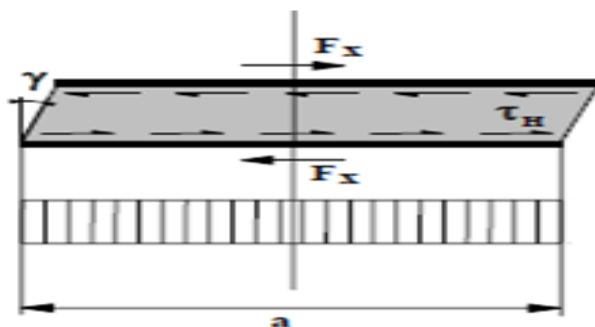


Figure X-5: Effort de cisaillement max sur l'appareil d'appui

On vérifie que : $\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$

❖ Effort de cisaillement dû à l'effort normal :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :

β : coefficient de forme ;
$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times (t \times (a+b))}$$

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire (10mm).

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = \frac{35 \times 40}{2 \times (1 \times 75)} = 9.33$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 9.465}{9.33} = 1.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 1.52 \text{ Mpa} \leq 3G = 2.7 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

❖ Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal :

✓ Sous déplacement lent :
$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$$

U_1 : Déplacement dû au : température, retrait et fluage. T : Hauteur de l'appareil d'appui.

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 1.05}{5} = 0.189 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{H1} = 0.189 \text{ Mpa} \leq 0.5G = 0.45 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

✓ Sous un effort dynamique (freinage B_c) :
$$\tau_{H2} = \frac{H_{Bc}}{a \times b} \leq 0.5G$$

$$\tau_{H2} = \frac{0.0179}{0.35 \times 0.4} = 0.127 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{H2} = 0.127 \text{ Mpa} \leq 0.5G = 0.45 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

✓ Sous l'effet Déformation cumulé (lente + rapide) :

$$\tau_H \leq 0.7G$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.189 + 0.5 \times 0.127 = 0.2525 \text{ Mpa}$$

$$\tau_H = 0.2525 \text{ Mpa} \leq 0.7G = 0.63 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

✓ Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G \times a^2 \times (\alpha_0 + \alpha_T)}{2 \times t^2 \times n} \leq 1.5G$$

α_T : rotation en service à vide , $\alpha_T = \theta_G + \theta_P = 0,00797 - 0,0109 = -0.00293 \text{ rad}$.

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose, pour les bétons préfabriqués :
$$\alpha_0 = 10^{-2} \text{ rad}$$

n : Nombre de feuillet $n = 5$.

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2 \times (\alpha_0 + \alpha_T)}{2 \times t^2 \times n}$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.9 \times 35^2 \times (0.01 - 0.00293)}{2 \times 1^2 \times 5} = 0.779 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\alpha} = 0.779 \text{ Mpa} \leq 1.5G = 1.35 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

❖ Les contraintes de cisaillement sont limitées à :

$$\tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H \leq 5G$$

$$\tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H = 1.52 + 0.779 + 0.2525 = 2.551 \text{ Mpa}$$

$$2.551 \text{ Mpa} \leq 5G = 4.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X.1.3.3 CONDITION DE NON CHEMINEMENT ET NON GLISSEMENT

Il faut vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} \geq 2 \text{ Mpa} \quad ; \quad H \leq \mu_e \times N_{min}$$

σ_{min} : contrainte de compression moyenne minimale sous charges permanentes.

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

H : Effort horizontal exercé sur la surface de l'hourdis.

$$N_{min} = R_{G(CP)} = 42.9 \text{ T}$$

$$\sigma_{min} = \frac{42.9}{0.14} \times 10^{-2} = 3.064 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times K_f}{\sigma_{min}}$$

$K_f = 0.60$ pour le béton.

$K_f = 0.20$ pour les autres surfaces

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{3.064} = 0.39$$

$$\mu_e \times N_{min} = 0.39 \times 42.9 = 16.731$$

a) H dû à la déformation lente :

$$H = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T}$$

$$H = \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.4 \times 1.05}{0.05} = 2.646$$

Donc :

$$H = 2.646 \leq \mu_e \times N_{min} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) H dû au séisme :

$$H = 13.07 T$$

$$H = 13.07 \leq \mu_e \times N_{min} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X.1.3.4 CONDITION DE NON SOULEVEMENT

$$\alpha_T \leq \frac{3 \times t^2 \times \sigma_{min}}{\beta \times a^2 \times G}$$

$$\alpha_T = \theta_G + \theta_P = -0.00293 \text{ rad.}$$

$$\frac{3 \times t^2 \times \sigma_{min}}{\beta \times a^2 \times G} = \frac{3 \times 1^2 \times 3.064}{9.33 \times 35^2 \times 0.9} = 0.0008$$

$$\alpha_T \leq 0.0008 \quad (\text{Condition vérifié})$$

X.1.4 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES

L'épaisseur de la frette doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma_{min}}{\beta \times \sigma_e} \quad ; \quad t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Tel que :

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

Pour les aciers E24-1 : $e \leq 3 \text{ mm}$: $\sigma_e = 220 \text{ Mpa}$ (SETRA Bulletin technique).

$$t_s \geq \frac{350 \times 3.064}{9.33 \times 220} = 0.51 \text{ mm}$$

$$t_s \geq \max(0.51 \text{ mm} ; 2 \text{ mm}) \quad \text{On prendra } t_s = 3 \text{ mm.}$$

La hauteur totale de l'appareil sera donc désignée par l'application suivante :

$$t + t_s = 10 + 3 = 13 \text{ mm}$$

$$H_{tot} = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

❖ Notre appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

$$350 \times 400 \times [5 \times (10 + 3)] \text{ mm}^3$$

Nous avons donc :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

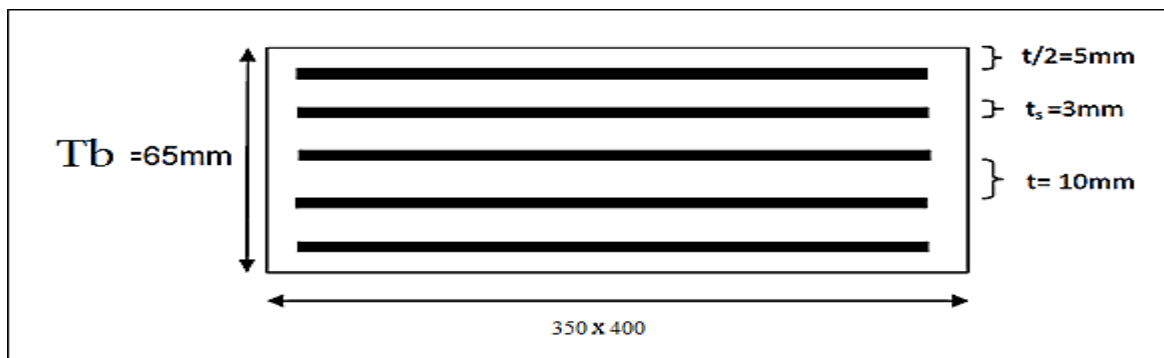


Figure X-6:Appareil d'appui en élastomère fretté

X.2 LES DES D'APPUI

X.2.1 DIMENSIONS DU DÉ D'APPUI

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes :

$$H_{dé} \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)}$$

a et **b** sont les dimensions de l'appareil d'appui (**a × b = 30 × 40 cm**)

$$H_{dé} \geq 18.66 \text{ cm}$$

On prend : $H_{dé} = 25 \text{ cm}$ $a_{1} = 55 \text{ cm}$ $b_{1} = 60 \text{ cm}$



Figure X-7:Dimensions de l'appareil d'appui et de dé d'appui

X.2.2 FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI

X.2.2.1 ARMATURES DE CHAINAGE

Ces armatures sont disposées en une seule nappe, la section calculée doit reprendre un effort :

$$N = 25\% N_{max} = 0.25 * 132.52 = 33.13 \text{ T}$$

La section de ferrailage **A** est définie par la relation :

$$A_c = \frac{N}{\sigma_s}$$

On a :
$$\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

Donc :
$$A_c = \frac{33.13 \times 10^2}{434.78} = 7.61 \text{ cm}^2$$
 On prend **5 HA14 pour $A_c = 7.70 \text{ cm}^2$**

X.2.2.2 ARMATURES DE PROFONDEUR

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures qui doivent reprendre un effort : $N = 12.5\% N_{max} = 0.125 * 132.52 = 16.56 \text{ T}$

$$A_p = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{16.56 \times 10^2}{434.78} = 3.8 \text{ cm}^2$$

On prend **5 HA10** pour $A_p = 3.93 \text{ cm}^2$

X.2.2.3 ARMATURES DE DIFFUSION

a) **Ferrailage de surface « frette supérieur » :**

Placés à la face supérieure des dés d'appuis, La section calculée doit reprendre un effort de :

$$N = 4\% N_{\max} = 0.04 * 132.52 = 5.3 \text{ T}$$

$$A_{Dsup} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{5.3 \times 10^2}{434.78} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On prend **3 HA8** pour $A_{Dsup} = 1.51 \text{ cm}^2$

b) **Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frette inférieur » :**

Disposées en profondeur Z entre $\frac{h}{3}$ et h , La section calculée doit reprendre un effort de :

$$N = 10\% N_{\max} = 0.1 * 132.52 = 13.25 \text{ T}$$

$$A_{Dinf} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{13.25 \times 10^2}{434.78} = 3.04 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA10** pour $A_{Dinf} = 3.14 \text{ cm}^2$

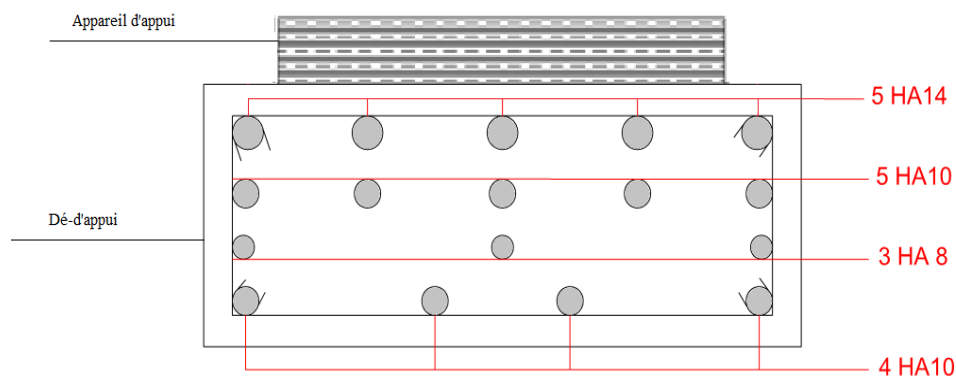


Figure X-8: Ferrailage de dé d'appuis

X.3 JOINT DE CHAUSSEE

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

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.3.1.1 DEPLACEMENT DU AUX VARIATION LINEAIRES

Précédemment calculé dans le chapitre des déformations, ou on a trouvé que :

$$\Delta_{max}^+ = \frac{2}{3}(1.65 + 5.25 + 2.53) + 3.5 = 9.78 \text{ mm} = \mathbf{0.98 \text{ cm}}$$

X.3.1.2 DEPLACEMENT DU AUX FREINAGE

$$\Delta_{Hf} = \frac{T \times H_f}{G \times a \times b}$$

Avec :

- T : Hauteur nette de l'élastomère.
- G : Module de déformation transversale, **G = 1.6 Mpa** Pour des variations instantanées.
- H_f : Effets de freinage développés par B_c.

Donc :

$$\Delta_{Hf} = \frac{0.05 \times 1.79}{1.6 \times 0.35 \times 0.4} = \mathbf{0.39 \text{ cm}}$$

X.3.1.3 DEPLACEMENT DU AUX SEISME

$$\Delta_{Hs} = \frac{T \times H_s}{G \times a \times b} = \frac{0.05 \times 13.07}{1.6 \times 0.35 \times 0.4} = \mathbf{2.91 \text{ cm}}$$

X.3.1.4 COMBINAISON DE CALCUL

$$\Delta = \Delta_{max} + \Delta_{Hf} = 0.98 + 0.39 = \mathbf{1.37 \text{ cm}}$$

$$\Delta = \Delta_{max} + \Delta_{Hs} = 0.98 + 2.91 = \mathbf{3.89 \text{ cm}}$$

On opte le choix d'un joint de chaussée **type GPE 120** qui permet un mouvement de $\pm 60\text{mm}$

DETAIL JOINT DE CHAUSSEE

(TYPE GPE)

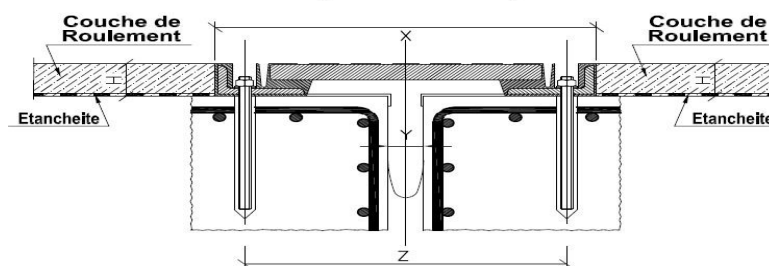


Figure X-9: Joint de chaussée type -GPE

CHAPITRE

XI :ETUDE DYNAMIQUE

XI.1 INTRODUCTION

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, en fonction de la direction d'excitation. Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations.. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

XI.2 ANALYSE SISMIQUE DU PONT

XI.2.1 METHODE DE CALCUL

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- La méthode multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

La méthode utilisée pour l'analyse sismique de notre pont est la méthode monomodale spectrale puisque nous avons une zone de moyenne sismicité et une géométrie de pont simple.

XI.2.2 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

XI.2.2.1 PRINCIPE DE LA METHODE

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

XI.2.2.2 DOMAINE D'APPLICATION

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou d'haubanage), ponts cantilever. Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

a) Critère 1 :

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 (fut et chevetre).

b) Critère 2 :

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Le biais (l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis), doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

c) Critère 3 :

La courbure (l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe), doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

d) Critère 4 :

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

XI.2.2.3 METHODES D'ANALYSE

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

a) SEISME LONGITUDINALE :

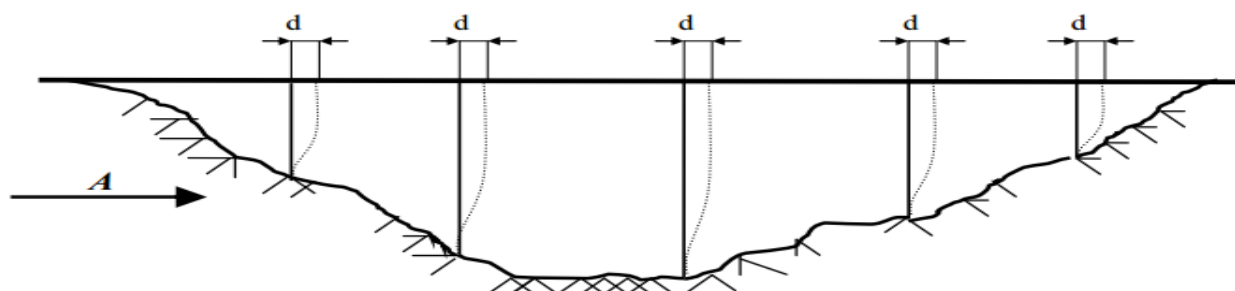


Figure XI-1: Séisme longitudinale

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

- K : Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis ($=\sum K_i$ où K_i est la raideur d'un appui) .
- M : est la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure (fûts et chevêtre) des appuis bloqués longitudinalement sur le tablier. Pour un tablier reposant sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, M est la masse du tablier seul.

L'effort longitudinal global vaut : $F = M \times S_a(T)$, Il sera reparti sur chaque appui en fonction des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations vaut : $D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a(T)$

Avec :

- $S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.

b) SEISME TRANSVERSALE :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- **Le modèle à tablier rigide :**

En direction transversale, le tablier peut être suppose comme étant rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$

Donc les étapes de calcul sont les mêmes que le sens longitudinal.

- **Le modèle à tablier flexible :**

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée : $T =$

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \times u_i^2}{\sum F_i \times u_i}}$$

Avec :

m_i : Est la masse concentrée au i-ème point nodal.

u_i : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces $F_i = m_i g$ Agissant tous les points nodaux dans la même direction.

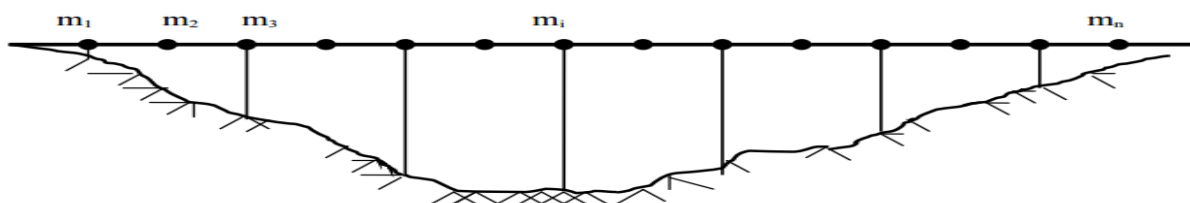


Figure XI-2: Séisme transversale

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , qui ont pour expression :

$$F = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{S_a(T)}{g} \times m_i \times u_i$$

Avec :

- T : est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.
- m_i : est la masse concentrée au point i.
- u_i : est le déplacement du i-ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode .
- g : est l'accélération de la gravité .

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$D_r = \frac{u_r}{\sum m_i \times u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right) S_a(T)$$

Avec : $M = \sum m_i$

c) SEISME VERTICALE :

Pour l'analyse des effets de la composante verticale du séisme, on approxime le premier mode à partir de la déformée sous charges permanentes, la période de ce mode est calculée par la formule de RAYLEIGH :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \times u_i^2}{\sum F_i \times u_i}}$$

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_{ae}^v(T)}{g} u_i m_i$$

Avec :

m_i : la masse concentrée au point i.

u_i : le déplacement du point i considéré sous charges permanentes.

F_i : ($F_i = m_i \times g$) agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

T : la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.

$S_{ae}^v(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale.

XI.3 APPLICATION SUR NOTRE OUVRAGE

XI.3.1 DONNÉE DE 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 le catégorie S2 (site ferme).

On résume ces données dans le tableau suivant :

Tableau XI-1:Récapitulatif sur les données de projet

Groupe d'usage	Zone sismique	Coefficient d'accélération	Amortissement	Catégorie de site
C1	IIa	0.25	5%	S2

XI.3.2 SOLLICITATION SISMIQUE LONGITUDINALE

XI.3.2.1 VERIFICATION DES CONDITIONS

NECESSAIRE:

- a) **Masse modale** : Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère frette ou glissants) si :

$$M_p \leq 0.43M_t$$

On a :

- $M_t = 836.557 \times 4 = 3346.228 T$ (Masse totale du tablier).
- $M_p = M_{fut} + M_{chev} = 2 \times (341.475 + 117) + (223.725 + 117) = 1257.675 T$
(Masse de l'ensemble des piles hors fondations)

Donc : $M_p = 1257.675 T \leq 0.43M_t = 1438.87 T$ (Condition vérifié)

- b) **Le biais** : l'angle de biais de l'ouvrage est $100 \text{ gr} > 70 \text{ gr}$ (Condition vérifié).

- c) **La courbure** : L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- d) **La symétrie transversale** : Cette condition est vérifié du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Donc la méthode est applicable sur notre ouvrage.

XI.3.2.2 EVALUATION DE LA MASSE:

Selon l'RPOA, On prend en considération la masse totale du tablier mise en mouvement à laquelle on rajoute la moitié supérieure des piles si le tablier est lié à ses appareils d'appuis (appareils fixes ou néoprène).

Poids total propre du tablier $M_t = 3346.228 T$

XI.3.2.3 EVALUATION DES RAIDEURS

- a) **Rigidités des piles** :

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.

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

- b) **Raideur de l'appareil d'appui (K_{app})** :

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2), par la formule suivante :

$$K_{app} = \frac{n \times G \times a \times b}{e}$$

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Avec :

n : nombre d'appareil d'appui (n=16) .

G : le module de cisaillement de l'appareil (1.2 Mpa).

a,b : les dimensions en plan de l'appareil (350*400 mm²).

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil (65 mm).

$$K_{app} = \frac{16 \times 1.2 \times 0.35 \times 0.4}{0.065} = 41.35 \text{ Mn/m}$$

c) Raideur des fûts ($K_{fut.L}$) :

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$K_{fut.L} = n \frac{3EI_L}{h^3}$$

Avec :

n : nombre de fûts (n=3).

E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 Mpa)

I_L : moment d'inertie en plan du fût ($I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.785 \text{ m}^4$)

h : hauteur de fût (variable).

$$K_{fut.L(1,2)} = 3 \frac{3 \times 33000 \times 0.785}{16^3} = 56.92 \text{ Mn/m}$$

$$K_{fut.L(3)} = 3 \frac{3 \times 33000 \times 0.785}{11^3} = 175.16 \text{ Mn/m}$$

Et on a :

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

$$K_{pile.L(1,2)} = \frac{1}{\frac{1}{56.92} + \frac{1}{41.35}} = 23.95 \text{ Mn/m}$$

$$K_{pile.L(3)} = \frac{1}{\frac{1}{175.16} + \frac{1}{41.35}} = 33.45 \text{ Mn/m}$$

d) Rigidités des culées :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui.

$$K_{culée.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

$$K_{culée} = \infty$$

Donc :

$$K_{culée.L} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{K_{app}}} = K_{app}$$

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

On a les mêmes appareils d'appui sur culées que sur la pile, donc on conserve les mêmes caractéristiques sauf pour le nombre qui est égal à 8.

$$K_{culée.L} = K_{app} = \frac{8 \times 1.2 \times 0.35 \times 0.4}{0.065} = 20.67 \text{ Mn/m}$$

Tableau XI-2: Raideur totale par appui

APPUI	C1	P1	P2	P3	C2
Rigidité totale (Mn/m)	20.67	23.95	23.95	33.45	20.67

e) **Rigidités du système :**

$$K_L = 2 \times K_{culée} + 2 \times K_{pile(1,2)} + K_{pile(3)}$$

$$K_L = 2 \times 20.67 + 2 \times 23.95 + 33.45 = 122.7 \text{ Mn/m}$$

XI.3.2.4 EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE DE L'OUVRAGE

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{3346.228 \times 10^3}{122.7 \times 10^6}} = 1.03 \text{ s}$$

XI.3.2.5 EVALUATION DE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

Selon le RPOA 2008 on trouve les paramètres suivant (pour plus de détail voir l'annexe H.1) :

Tableau XI-3: Les paramètres liés au spectre de réponse pour la composante horizontale.

ELEMENT	DESIGNATION	VALEURS	UNITE
A	Coefficient d'accélération de zone	0.25	-----
S	Coefficient de site	1.1	-----
T1	Période caractéristique associée à la catégorie de site. (pour la composante horizontale)	0.15	s
T2	Période caractéristique associée à la catégorie de site. (pour la composante horizontale)	0.4	s
n	Facteur de correction d'amortissement	1	-----

On a : $T=1.004 \text{ s}$
 $0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

Donc : $S_a(t; \varepsilon) = 2.5nAgS \frac{T_2}{T}$
 $S_a(t; \varepsilon) = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.1 \times \frac{0.4}{1.03} = 2.62 \text{ m/s}^2$

XI.3.2.6 CALCUL DE L'EFFORT LONGITUDINALE

a) **Effort total :**

$$F = M \times S_a(T; \varepsilon)$$

$$F = 3346.228 \times 2.62 = 8767.1 \text{ T} \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 876.71 \text{ T}$$

b) **Effort par élément porteur :**

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs : $F_i = \frac{K_i}{K} F$

Sur pile :

$$F_{pile(1;2)} = \frac{23.95}{122.7} \times 876.71 = 171.13 \text{ T}$$

$$F_{pile(3)} = \frac{33.45}{122.7} \times 876.71 = 239 \text{ T}$$

Sur culée :

$$F_{culée} = \frac{20.67}{122.7} \times 876.71 = 147.69 \text{ T}$$

XI.3.2.7 DEPLACEMENT DE TABLIER

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations a pour expression :

$$D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$D = \left(\frac{1.03}{2\pi} \right)^2 \times 2.62 = 0.07 \text{ m}$$

XI.3.3 SOLLICITATION SISMIQUE TRANSVERSALE

XI.3.3.1 VERIFICATION DE LA CONDITION

On va vérifier la condition $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ pour déterminer le tablier si rigide ou flexible.

Avec :

L : longueur de la travée (L= 36 m)

B : largeur de l'ouvrage (B=13.25 m)

On : $\frac{36}{13.25} = 2.71 \leq 5$

Alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à tablier rigide.

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Nous suivons la même démarche que par le séisme longitudinal sauf qu'on prend en considération la rigidité transversale cette fois.

XI.3.3.2 EVALUATION DES RAIDEURS:

a) Rigidités des piles :

Raideur de l'appareil d'appui (K_{app}) :

Elle est la même pour les deux sens longitudinale et transversale : $K_{app} = 41.35 \text{ Mn/m}$

Raideur des futs ($K_{fut.T}$) : $K_{fut.L} = n \frac{3EI_T}{h^3}$

Avec :

I_T : moment d'inertie transversale pour chaque fût par rapport l'axe de la pile ($I_T = I + SY_G^2$)

Tableau XI-4: Raideur transversale pour chaque pile

ELEMENT	$A_{fut} \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_G^{fut-pile}$	$I_{Tfut} \text{ (m}^4\text{)}$	$K_{Tfut} \text{ (Mn/m)}$	$K_{Tpile} \text{ (Mn/m)}$
PILE1	3.14	4.5	64.4	1556.54	40.81
	3.14	0	0.785	18.97	
	3.14	4.5	64.4	1556.54	
PILE2	3.14	4.5	64.4	1556.54	40.81
	3.14	0	0.785	18.97	
	3.14	4.5	64.4	1556.54	
PILE3	3.14	4.5	64.4	4790.08	41.18
	3.14	0	0.785	58.38	
	3.14	4.5	64.4	4790.08	

b) Rigidités des culées :

Puisque la rigidité de la culée est égale à celle de l'appareil d'appui :

$$K_{culée.L} = K_{app} = 20.67 \text{ Mn/m}$$

c) Rigidités du système :

$$K_T = 2 \times K_{culée} + 2 \times K_{pile(1,2)} + K_{pile(3)}$$

$$K_T = 2 \times 20.67 + 2 \times 40.81 + 41.18 = 164.14 \frac{\text{Mn}}{\text{m}}$$

XI.3.3.3 EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE DE L'OUVRAGE

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{3346.228 \times 10^3}{164.14 \times 10^6}} = 0.9 \text{ s}$$

XI.3.3.4 EVALUATION DE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

D'après les paramètres cités précédemment :

On a : $T=0.9 \text{ s}$

$$0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc : $S_a(t; \varepsilon) = 2.5nAgS \frac{T_2}{T}$

$$S_a(t; \varepsilon) = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.1 \times \frac{0.4}{0.9} = 2.997 \text{ m/s}^2$$

XI.3.3.5 CALCUL DE L'EFFORT TRANSVERSAL

a) Effort total :

$$F = M \times S_a(T; \varepsilon)$$

$$F = 3346.228 \times 2.997 = 10022.8 \text{ T} \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1002.28 \text{ T}$$

b) Effort par élément porteur :

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs : $F_i = \frac{K_i}{K} F$

Sur pile :

$$F_{pile(1;2)} = \frac{40.81}{164.14} \times 1002.28 = 249.19 \text{ T}$$

$$F_{pile(3)} = \frac{41.18}{164.14} \times 1002.28 = 251.45 \text{ T}$$

Sur culée :

$$F_{culée} = \frac{20.67}{164.14} \times 1002.28 = 126.21 \text{ T}$$

XI.3.3.6 DEPLACEMENT DE TABLIER

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations a pour expression :

$$D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$D = \left(\frac{0.9}{2\pi} \right)^2 \times 2.997 = 0.061 \text{ m}$$

XI.3.4 SOLLICITATION SISMIQUE VERTICALE

XI.3.4.1 LA METHODE A TABLIER FLEXIBLE POUR UNE TRAVÉE

On divise la travée a cinq parties, et on la considère chargée par des masses concentrées en chaque nœud tel que :

$$m_i = \frac{M_t}{5} = \frac{836.557}{5} = 167.311 \text{ T}.$$

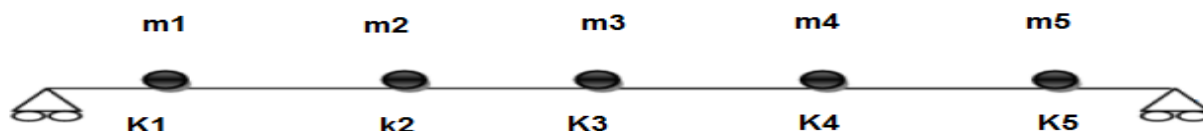


Figure XI-3: Modèle a tablier flexible pour un travée.

XI.3.4.2 CALCUL DES DEPLACEMENT POUR CHAQUE NŒUD

➤ **Les paramètres nécessaires pour le calcul :**

- La masse totale de la travée **Mt = 836.557 T.**
- La masse concentrée en chaque nœud **$m_i = 167.311 T.$**
- La portée : **L= 35 m.**
- L'accélération de pesanteur **$g = 9.81 m/s^2.$**
- Les forces **$F_i = m_i \times g = 167.311 \times 9.81 = 1641.32 KN$**
- Le module de l'élasticité instantané du béton : **E= 35982 Mpa.**
- L'inertie de l'ensembles des poutres : **I= 4.161 m⁴**

➤ **Résultats de calcul :**

On utilise un logiciel de calcul des déplacement (**pour notre cas RDM6**), et on note les résultats dans le tableau suivant : (**pour plus de détails voire l'annexe H.2**)

Tableau XI-5:Les déplacements modales.

Nœud	m_i (T)	F_i (KN)	x_i (m)	u_i (m)
N1	167.311	1641.32	5.83	0.018
N2	167.311	1641.32	11.67	0.031
N3	167.311	1641.32	17.5	0.035
N4	167.311	1641.32	23.33	0.031
N5	167.311	1641.32	29.17	0.018

XI.3.4.3 EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE DE L'OUVRAGE

On a selon la formule de RAYLEIGH :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \times u_i^2}{\sum F_i \times u_i}}$$

Donc :

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau XI-6: Détermination de la période propre

Nœud	u_i (m)	u_i^2 (m)	$m_i \times u_i^2$	$F_i \times u_i$	T (s)
N1	0.018	0.00032	0.0535	29.5437	0.337
N2	0.031	0.00096	0.1606	50.8809	
N3	0.035	0.00122	0.2041	57.4462	
N4	0.031	0.00096	0.1606	50.8809	
N5	0.018	0.00032	0.0535	29.5437	
-----	-----	-----	0.6323	218.2954	

XI.3.4.4 EVALUATION DE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

Selon le RPOA 2008 on trouve les paramètres suivant : (pour plus de détail voire l'annexe H.1)

Tableau XI-7: Les paramètres liée au spectre de réponse pour la composante verticale.

Elément	Désignation	Valeur	Unité
T1	Période caractéristique associée à la catégorie de site. (pour la composante verticale)	0.15	s
T2	Période caractéristique associée à la catégorie de site. (pour la composante verticale)	0.4	s

On a : $T = 0.337 \text{ s}$

$$0.15 \leq T \leq 0.4 \text{ s}$$

Donc : $S_{ae}^v(T) = 2.5 \alpha A g n$

Avec :

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale. (pour zone de sismicité IIa $\alpha = 0.7$)

$$S_{ae}^v(T) = 2.5 \times 0.7 \times 0.25 \times 9.81 \times 1 = 4.29 \text{ m/s}^2$$

XI.3.4.5 CALCUL DE L'EFFORT VERTICALE

a) Effort sur chaque masse :

Selon RPOA on a : $F_i = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_{ae}^v(T)}{g} \cdot u_i \cdot m_i$

Donc on résume les résultats dans le tableau suivant :

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau XI-8: Effort sur chaque masse

<i>Masse</i>	<i>Effort (T)</i>
<i>M1</i>	46.62
<i>M2</i>	80.29
<i>M3</i>	90.65
<i>M4</i>	80.29
<i>M5</i>	46.62

b) Effort verticale total :

La force sismique verticale du tablier : $F_{Tv} = \sum F_i$

$$F_{Tv} = 2 \times 46.62 + 2 \times 80.29 + 90.65 = 344.47 \text{ T}$$

c) Effort par élément porteur :

La force verticale se répartit sur chaque appui (i) :

Sur pile : $F_{pile(1;2;3)} = 344.47 \text{ T}$

Sur culée : $F_{culée(1;2)} = 172.235 \text{ T}$

XI.3.5 RESUME SUR LES CHARGES SISMIQUES PROVENANT DU TABLIER

Tableau XI-9: Les efforts sismiques

ELEMENT	F_{LONG} (T)	F_{TRAN} (T)	F_{VERT} (T)
Culée 1	147.69	126.21	172.235
Pile 1	171.13	249.19	344.47
Pile 2	171.13	249.19	344.47
Pile 3	239	251.45	344.47
Culée 2	147.69	126.21	172.235

XI.3.6 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

L'effet probable de l'action maximale E, du a l'apparition simultanée des actions sismique le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe verticale Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les combinaisons sont :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm E_y$$

Tableau XI-10: Combinaison des efforts

APPUI	Ex (T)	Ey (T)	Ez (T)	E 1 (T)	E2 (T)	E3 (T)
C1	126.21	147.69	172.235	222.18	237.22	254.50
P1	249.19	171.13	344.47	403.87	349.22	470.56
P2	249.19	171.13	344.47	403.87	349.22	470.56
P3	251.45	239	344.47	403.87	349.22	470.56
C2	126.21	147.69	172.235	222.18	237.22	254.50

CHAPITRE

XII :ETUDE DE LA PILE

XII.1 INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation, elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres, parmi lesquelles, on cite :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

XII.2 CONCEPTION DE LA PILE

XII.2.1 LA FORME DES PILLES

Selon le document **SETRA PP73**, on cite les deux formes de piles les plus courantes utilisées en ALGERIE :

- ❖ **PILES COMPOSE DE VOILES.**
- ❖ **PILES COMPOSE DES COLONES OU POTEAUX.**

Pour notre projet, on opte une pile colonne a section circulaire (à 3 futs).

Norte choix est motivé par deux critères principaux, un critère économique et l'autre esthétique.

Économique : cette forme présente des quantités du béton et d'aciers plus au moins inférieure par rapport au pile compose de voiles.

Esthétique : on doit suivi les instructions données par le maitre d'ouvrage (ANA : Agence Nationale des Autoroutes), qui consiste de garder la même forme des piles sur toute la pénétrante autoroutière entre JIJEL et EL EULMA.

XII.2.2 PREDEMENSINEMENT DES ELEMENTS DE LA PILE

XII.2.2.1 CHEVETRE:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges au fut, il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui.

Largeur : $E = 2.40 \text{ m}$

Hauteur : $H = 1,50 \text{ m}$

Longueur : Elle est égale à la largeur du tablier. $L = 13.05 \text{ m}$

XII.2.2.2 FUTS :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant. La pile étudiée contient 3 futs de dimensions géométriques suivantes :

Diamètre fixe : ($D = 2 \text{ m}$).

Hauteur variable : ($H_{\max} = 14.5 \text{ m}$).

XII.2.2.3 SEMELLE:

Epaisseur : 2.5 m

Largeur : 9.6 m

Longueur : 13.20 m

XII.2.3 IMPLANTATION DES APPUIS

Les hauteurs sont variables à cause de la concavité du terrain :

$$\checkmark H_{pile} = cote_{proj} - cote_{fond} - (h_{app} + h_{d_{app}} + h_{tab}).$$

$$\checkmark H_{fut} = H_{pile} - e_{semelle} - H_{chevetre}$$

Elles sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau XII-1:IMPLANTATION DES APPUIS

DESIGNATION	PILE1	PILE2	PILE3
PK	57+030.99	57+067.034	57+103.075
Cote de projet (m)	854.321	856.397	858.468
Cote TN (m)	839.12	843.4	851.94
Cote de la fondation(m)	832.801	834.877	841.948
Hauteur de la pile (m)	18.5	18.5	13.5
Hauteur du fut (m)	14.5	14.5	9.5
Hauteur d'ancrage de la semelle (m)	6.3	8.52	9.992

XII.2.4 PILE PRIS EN CONSIDERATION DANS LE CALCUL

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude sur la pile qui présente une hauteur max.

La pile concernée par le calcul est la Pile P01, qui caractérisé par les dimensions mentionnées dans la figure ci-après :

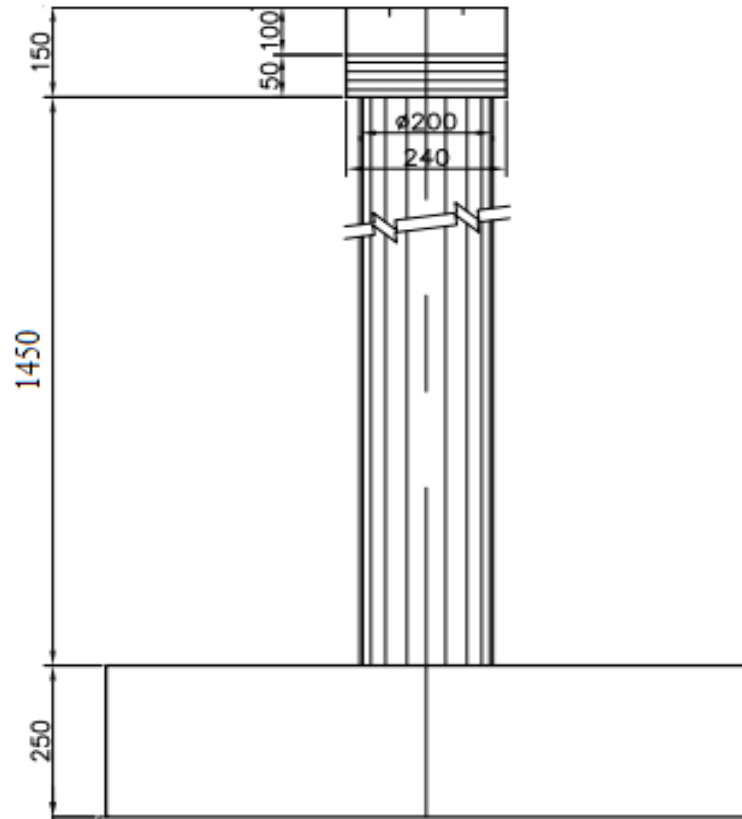


Figure XII-1: Vue de face de la pile 1

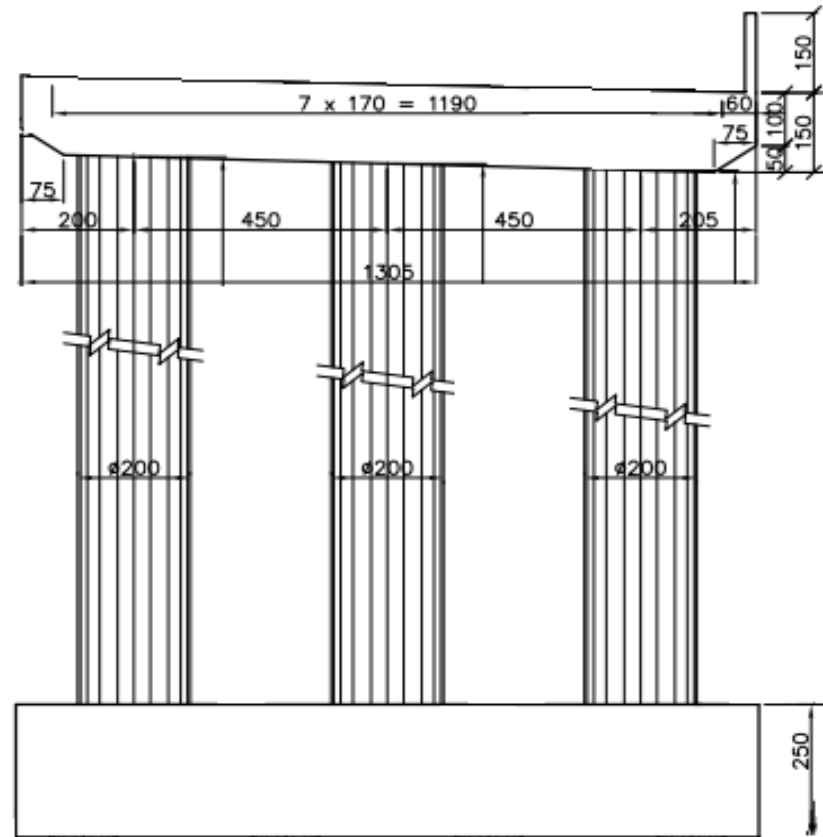


Figure XII-2: Vue de profile (à côté) de la pile P01.

XII.3 EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE

XII.3.1 EVALUATION DES CHARGES VERTICALES SUR LA PILE

On résume les résultats dans le tableau suivant : (pour plus de détails voir l'annexe I.1)

❖ Tableau récapitulatif :

Tableau XII-2: Récapitulatif des charges verticales sur pile

2 travées chargées		
Désignation	Charges/Surcharges	Réaction (Tonnes)
Poids propre de tablier	23.23 (T/ml)	836.557
Poids du chevêtre	8.96	117
A (L)	9.261 (T/ml)	324.135
B _c	3 × 60 (Tonnes)	104.47
M _{c120}	18.03 (T/ml)	112.22
D ₂₄₀	12.903 (T/ml)	208.11

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau XII-3: Réactions du aux combinaisons a ELU et a ELS

ELU	$R=1.35R_G+1.6R_{A1}$	1647.96 T
	$R=1.35R_G+1.6R_{Bc}$	1296.50 T
	$R=1.35R_G+1.35R_{D240}$	1410.30 T
ELS	$R=R_G+1.2R_{A1}$	1225.51 T
	$R=R_G+1.2R_{Bc}$	961.92 T
	$R=R_G+R_{D240}$	1044.66 T

La réaction la plus défavorable est :

ELU : $R_{\max}=1.35R_G+1.6R_{A1}=1647.96 \text{ T}$

ELS : $R_{\max}=R_G+1.2R_{A1}=1225.51 \text{ T}$

Avec :

ELU : $G_{\text{chev}}=1.35P_{\text{chev}} = 1.35 \times 8.96=12.096 \text{ T/ml}$

ELS : $G_{\text{chev}}= P_{\text{chev}} = 8.96 \text{ T/ml}$

XII.3.2 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES SUR LA PILE

Les charges horizontales (calculé précédemment dans le chapitre 5 et 9) sont données dans le tableau suivant :

Tableau XII-4:Récapitulatif des charges horizontales

Freinage de système B _c	28.5 T
Freinage de système A _l	27.52 T
Effort dû au séisme	249.19 T
Effort dû au vent	15.84 T

XII.4 STABILITE VIS-A-VIS LE GLISSEMENT

XII.4.1 CONDITION NORMALE

La condition à vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

Avec :

φ : Angle de frottement latérale (0.524 rad = 30°)

H : Efforts horizontaux dues aux freinage des systèmes B_c et A_l.

V : La réaction la plus défavorable a ELU.

Donc : **H= 28.50+27.52=56.02 T** **V= 1647.96 T**

$$\frac{H}{V} = \frac{56.02}{1647.96} = 0.033$$

$$\tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right)=\tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right)=0.36$$

$$\frac{H}{V} = 0.033 \leq \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) = 0.36 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

XII.4.2 CONDITION SISMIQUE

La condition à vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq 0.4$$

Avec :

H : effort horizontale dû aux séisme.

V : poids du tablier avec la pile.

H=249.19 T. **V=836.557+1485.075=2321.632**

T.

Donc : $\frac{H}{V} = \frac{249.19}{2321.632} = 0.1 \leq 0.4$ **(Condition vérifiée)**

XII.4.3 EN PRESENCE DE VENT

La condition à vérifier est :

$$\frac{H}{V} \leq \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$$

Avec :

H : Efforts horizontaux du au vent.

V : La réaction la plus défavorable a ELU.

Donc :

$$H = 15.84 \text{ T}$$

$$V = 1647.96 \text{ T}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{15.84}{1647.96} = 0.033$$

$$\frac{H}{V} = 0.009 \leq \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) = 0.36 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

XII.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE

XII.5.1 LE CHEVETRE

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude a la flexion et une étude a la torsion. Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous :

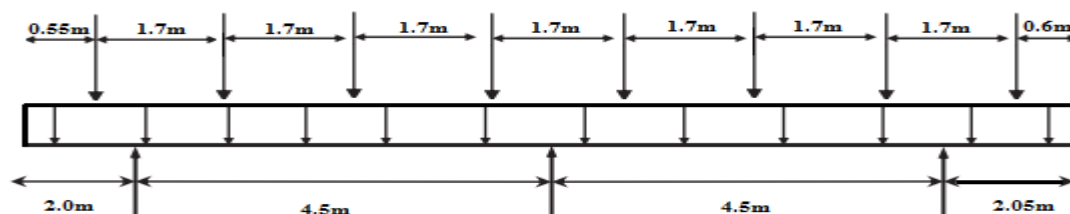


Figure XII-3:Schéma statique du chevêtre

XII.5.1.1 ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION :

a) Evaluation des efforts :

(Pour plus de détails voir l'annexe I.2)

$$G_{chev} = 8.96 \text{ T/ml}$$

$$R_G = 104.57 \text{ T/appui}$$

$$R_{Al} = 40.51 \text{ T/appui}$$

Pour avoir les moments fléchissant et les efforts tranchant à l'intérieur du chevêtre, on utilise le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

➤ **MOMENT FLECHISSANT : (sous combinaison maximale)**

ELU :

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

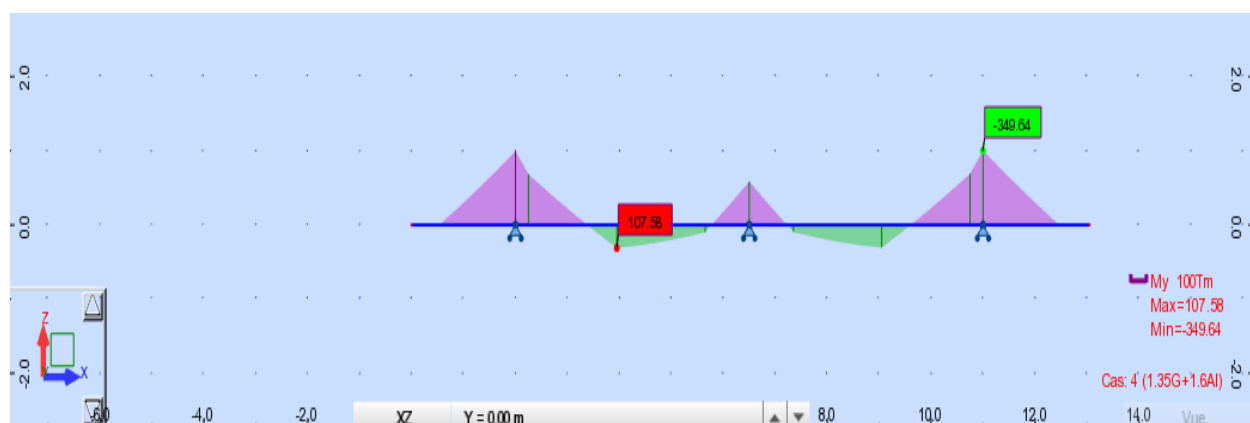


Figure XII-4: Diagramme du moment fléchissant à ELU

ELS :

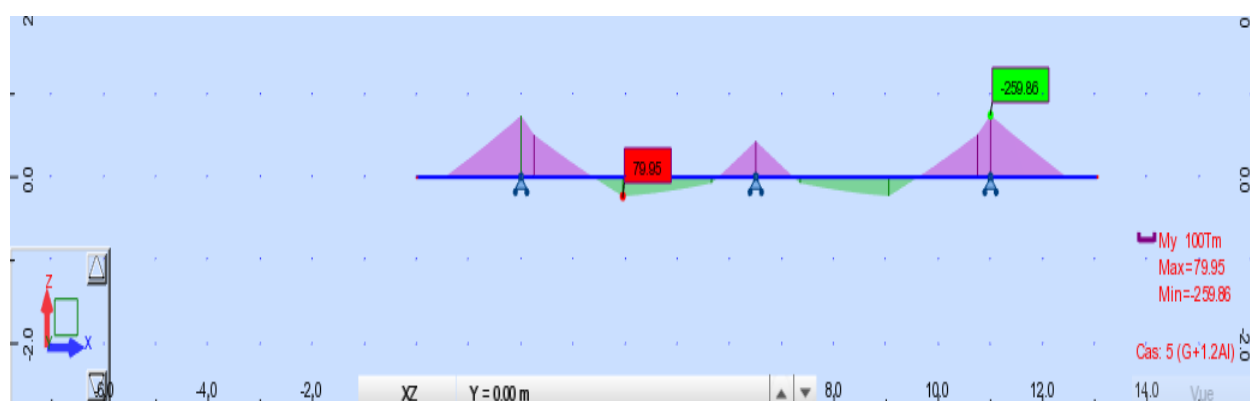


Figure XII-5: Diagramme du moment fléchissant à ELS

➤ **EFFORT TRANCHANT : (sous combinaison maximale)**

ELU :

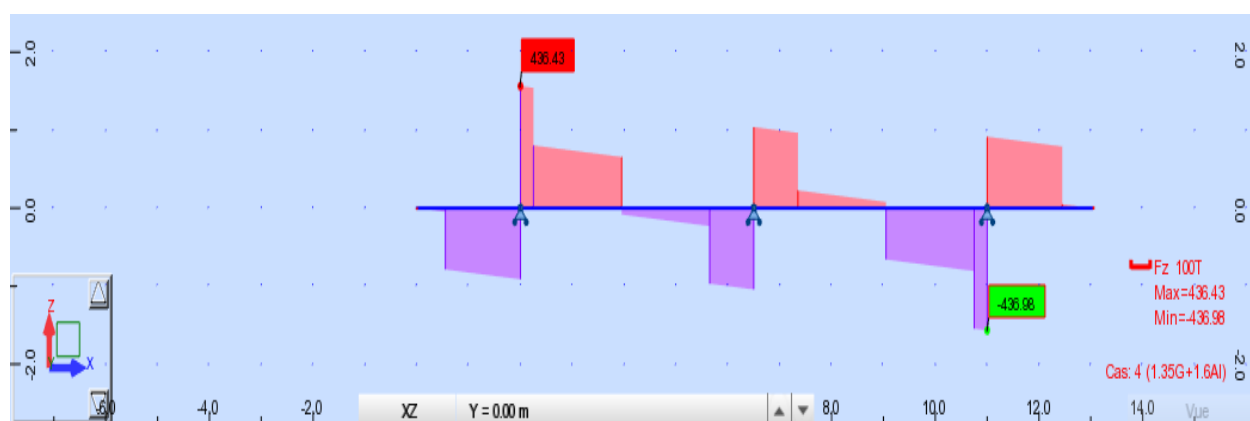


Figure XII-6: Diagramme de l'effort tranchant à ELU

ELS :

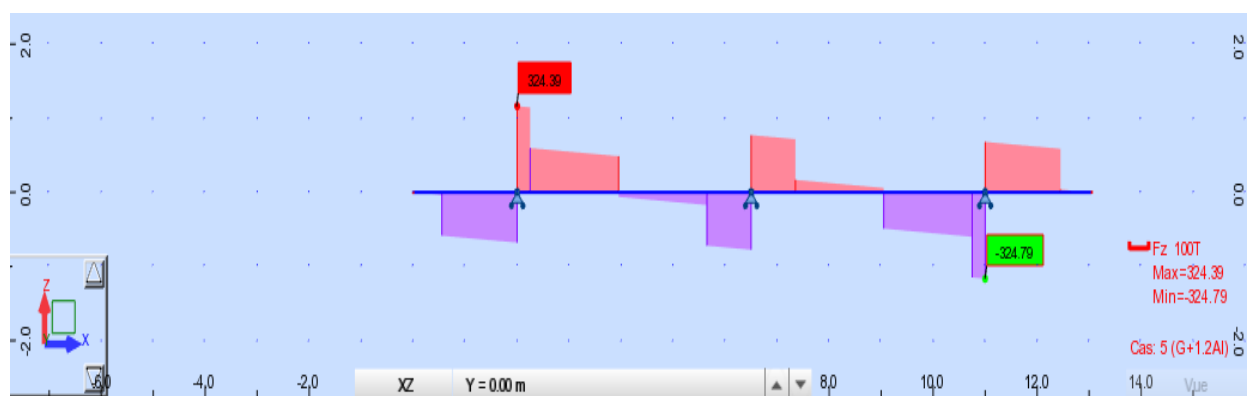


Figure XII-7: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

b) Ferrailage du chevron :

Après le calcul des moments fléchissant on ferraille le chevron selon les règles du BAEL, La fissuration est jugée préjudiciable alors on fait un ferrailage à l'ELS.

➤ **ARMATURES LONGITUDINALE :**

La section à considérer pour le calcul est la surface latérale du chevron : **(B=2.4m ; h=1.5m)**

• **Armatures inférieures (en travée) :**

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$ $f_e = 500 \text{ MPa}$ $n = 1.6$ $c = 5 \text{ cm}$

$d = h - c = 1.45 \text{ m}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right] = \text{Min}(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

On a : $M_{ELS} = 79.95 \text{ T.m}$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$X = \frac{15 \times 16.2}{(15 \times 16.2) + 207.31} \cdot d = 0.782 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{X}{3} = 1.189 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 18.07 \text{ Mn.m}$$

Donc :

$$\overline{M}_1 \geq M_{ELS} = 0.799 \text{ MPa} \rightarrow \text{section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ELS}}{z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{0.7995}{1.189 \times 207.31} = 32.43 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{B \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Donc : $A_s \geq 0.23 \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 35.53 \text{ cm}^2$

On prend **16HA20** ($A_s = 50.24 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes à ELS :

Condition 1 : $\overline{\sigma_{bc}} \geq \sigma_{bc}$

On a : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ELS} \times y}{I}$

Avec : $\frac{b \cdot y^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0$

$$A'_s = 0 \text{ (SSAC)}$$

$$\frac{240 \cdot y^2}{2} - 15 \times 50.24 \times (145 - y) = 0$$

$$y = 27.20 \text{ cm}$$

Et : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} - n \times A_s \times (d - y)$

$$I = \frac{2.4 \cdot 0.272^3}{3} - 15 \times 50.24 \times 10^{-4} \times (1.45 - 0.272) = 0.126 \text{ m}^4$$

Alors : $\sigma_{bc} = \frac{0.7995 \times 0.272}{0.126} = 1.72 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 16.2 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 1.72 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Condition 2 : $\overline{\sigma_{st}} \geq \sigma_{st}$

On a : $\sigma_{st} = \frac{nM_{ELS}(d-y)}{I}$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.7995 \times (1.45 - 0.272)}{0.126} = 112.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 207.31 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = 112.12 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- Armatures supérieures (sur appui) : (Avec la même procédure précédente)

Tableau XII-5: Ferrailage supérieures (sur appui)

M_{ELS}	X	Z	\overline{M}_1	A_{ser}	A_{min}	A_{cal}
259.86T.m	0.782 m	1.189 m	18.07 Mn.m	105.42 cm ²	35.53 cm ²	128.7 cm ²

On prend **16HA32** ($A_s = 128.7 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

- Vérification des contraintes à ELS : (Avec la même procédure précédente)

Tableau XII-6: Vérifications des contraintes a ELS

M_{ELS}	Y	I	σ_{bc}	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$
259.86 T.m	38.34 cm	0.219 m ⁴	4.54 MPa	189.84 MPa	16.2 MPa	207.31 MPa

Condition 1 : $\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$

On a :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Condition 2 : $\overline{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st}$

On a :

$$\overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = 189.84 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ ARMATURES TRANSVERSALE :

D'abord on doit vérifier la condition sur la contrainte tangentielle τ_u :

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

Avec :

$$b=2.4 \text{ m}$$

$$d=1.45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V_u : effort tranchant maximale a ELU. ($V_u = 436.98 \text{ T}$)

$$\tau_u = \frac{436.98}{2.4 \times 1.45} = 125.56 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 1.2556 \text{ MPa}$$

Et : (en fissuration préjudiciable)

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{27}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.7 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 1.2556 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Espacement des cadres :

D'après le guide SETRA les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de $S_t \leq 20 \text{ cm}$.

On prend un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- Section d'armatures :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28K})}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \gamma_s b$$

Avec : $B=2.4\text{ m}$ $\gamma_s = 1.15$ $S_t = 15\text{ cm}$.

α : angle d'inclinaison des cadres ($\alpha = 90^\circ$).

$K=1$ (pas de prise de bétonnage).

Donc :

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \cdot \gamma_s \cdot b \cdot S_T = \frac{(1.2556 - 0.3 \times 2.22)}{0.9 \times 500} \times 1.15 \times 240 \times 15 = 5.42\text{ cm}^2$$

- Section d'armatures minimales :

$$A_{min} \geq \frac{0.4}{f_e} \cdot b \cdot S_t$$

$$A_{min} \geq \frac{0.4}{500} \times 2.4 \times 0.15 = 2.88\text{ cm}^2$$

$$A_{tcal} = \max(A_t; A_{min}) = 5.42\text{ cm}^2$$

On prend 2HA14 ($A_s = 6.16\text{ cm}^2$).

XII.5.1.2 ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION :

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55\text{m}$.

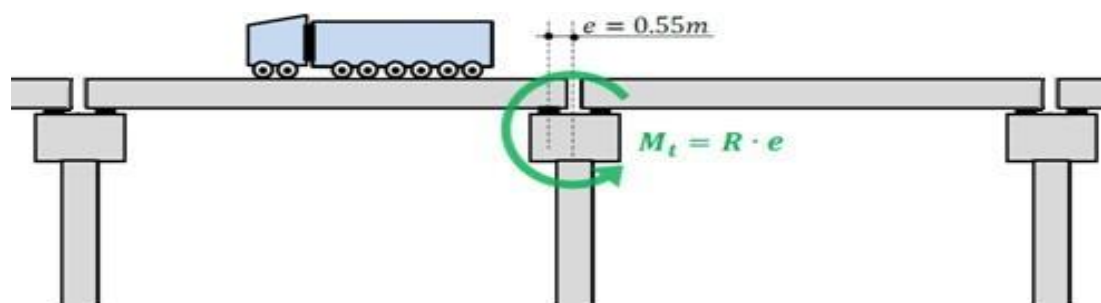


Figure XII-8: la torsion dans le chevetre

Le ferrailage du chevetre est essentiellement constitué d'armatures filantes longitudinales et de cadres dites armatures transversales. La torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant.

Dans le cadre de règlements, pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de force convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente en forme de rectangle ayant la hauteur du chevetre et dont la largeur l_t est limitée avec l'épaisseur de la paroi est égale au sixième (1/6) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, et la contrainte se calcule alors comme pour les sections creuses :

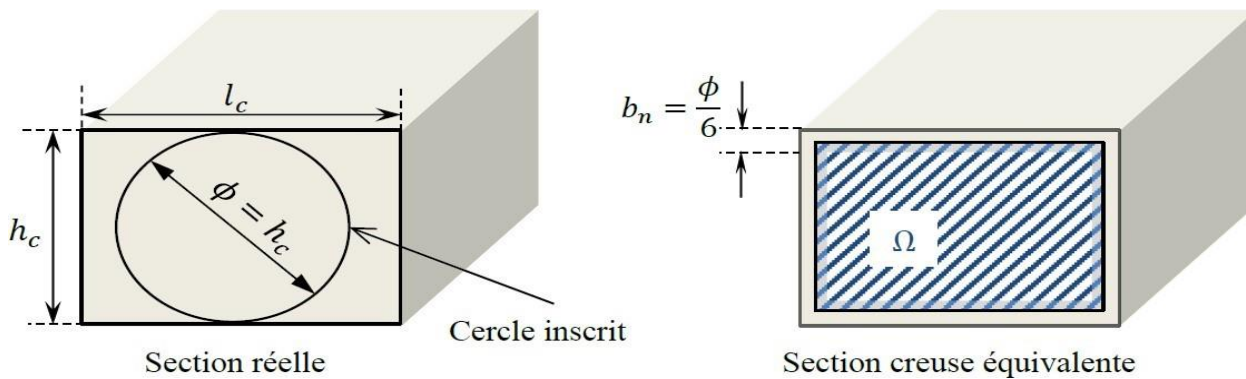


Figure XII-9: Section de calcul pour la torsion

Avec :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } l_c \leq D + h_c \\ l_t = D + h_c & \text{si } l_c > D + h_c \end{cases}$$

D : diamètre de fut (**D=2 m**).

a) Moment de torsion :

➤ Une travée chargée par D240 :

$$M_{t1} = R_{D240/app} \times e = 26.013 \times 0.55 = \mathbf{14.30 T.m}$$

➤ Une travée chargée par Al :

$$M_{t2} = R_{Al/app} \times e = 40.51 \times 0.55 = \mathbf{22.28 T.m}$$

➤ Une travée chargée par le poids propre :

$$M_{t3} = \frac{R_{G/app} \times e}{2} = \frac{104.56 \times 0.55}{2} = \mathbf{28.754 T.m}$$

Le moment de torsion pour le calcul :

$$M_t = \text{Max} (M_{t1}; M_{t2}; M_{t3}) = \mathbf{28.754 T.m}$$

$$\text{A ELU : } M_{tu} = 1.35 \times M_t = \mathbf{38.81 T.m}$$

b) Contrainte tangentielle :

$$\tau_{Tor} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot b_n}$$

M_t : moment de torsion.

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente.

Ω : l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Avec les notations du schéma précédent les valeurs :

$$l_c = 2.4 \text{ m} \quad h_c = 1.5 \text{ m} \quad b_n = \frac{h_c}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(l_c - \frac{h_c}{6} \right) \times \left(h_c - \frac{h_c}{6} \right) = (2.4 - 0.25) \times (1.5 - 0.25) = \mathbf{2.6875 m^2}$$

Donc :
$$\tau_{Tor} = \frac{38.81}{2 \times 2.6875 \times 0.25} = 28.88 \frac{T}{m^2} = 0.289 MPa$$

c) Armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{M_{tu} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

U : périmètre du contour ($U = 2 \times (2.4 - 0.25) + 2 \times (1.5 - 0.25) = 6.8 m$)

Donc :

$$A \geq \frac{38.81 \times 6.8}{2 \times 2.6875 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^2 = 11.29 cm^2$$

On prend **8HA14** ($A_s = 12.32 cm^2$) avec un espacement $S_t = 15 cm$.

d) Armatures transversales :

$$A \geq \frac{M_{tu} \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

S_t : espacement des cadres ($S_t = 15 cm$)

$$A \geq \frac{38.81 \times 0.15}{2 \times 2.6875 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^2 = 0.25 cm^2$$

- Section transversale total = Section transversale flexion + Section transversale torsion

Donc :
$$A_{tot} = A_{fle} + A_{tor} = 5.42 + 0.25 = 5.67 cm^2$$

On garde les mêmes cadres de flexion : **2 cadres HA14** ($A_s = 6.16 cm^2$)

e) Répartition des armatures transversales :

Selon le guide <<**SETRA PP73**>> l'espacement maximale est $S_{tmax} = 20 cm$.

L'espacement des armatures transversales peut être défini par une méthode forfaitaire (Caquot) selon la procédure suivant : ($S_t = 15 cm$)

$$N = \frac{l}{2} = 6.525 \text{ (On prend } N=7)$$

Le 1^{er} espacement : $S_{t0} = \frac{S_t}{2} = 7 cm$.

Les espacements augmentent progressivement en suivant la suite 7- 8-9-10-11-13-16-20-25-35 40 cm, en répétant la valeur adoptée N fois (7).

On obtient sur la demi portée du chevêtre : **7 → 7 × 10 → 7 × 16 → 23 × 20**

f) Vérification des contraintes :

Selon le guide **PP 73** (Piles et palées appuis des tabliers) : La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales.

Justification du béton :

$$\tau_{tor}^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{adm}^2$$

τ_v : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ($\tau_v = 1.2556 \text{ MPa}$).

τ_{adm} : Contrainte limite de cisaillement ($\tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa}$).

τ_{tor} : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ($\tau_{tor} = 0.577 \text{ MPa}$).

Donc : $0.5777^2 + 1.2556^2 = 1.9 \text{ MPa} \leq 2.7^2 = 7.29 \text{ MPa}$

(Condition vérifiée)

❖ PLAN DE FERRAILLAGE :

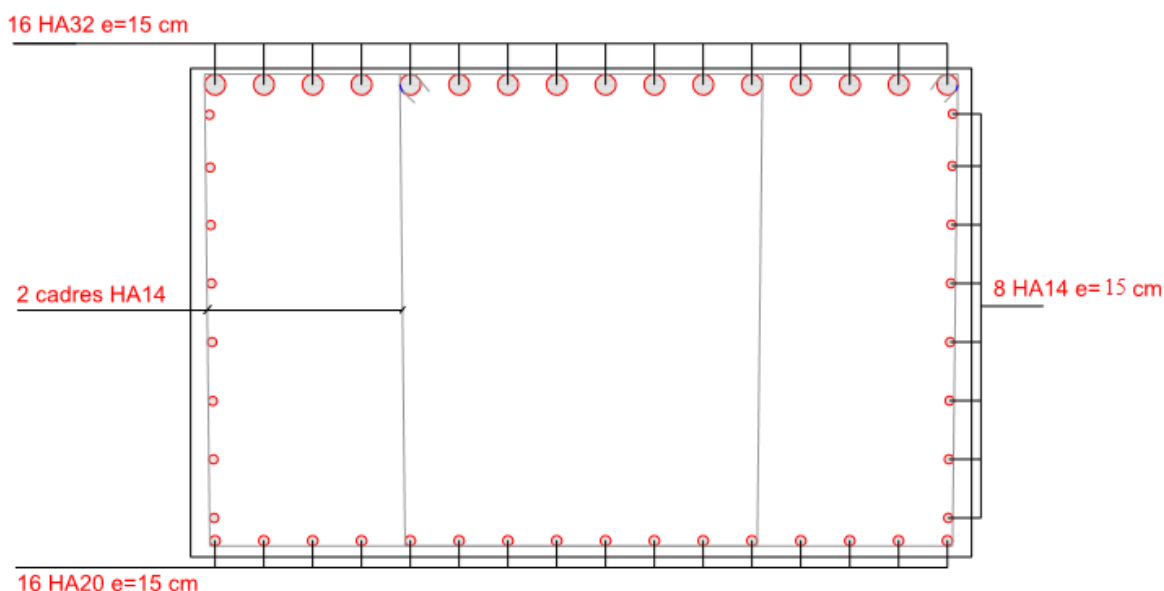


Figure XII-10: Coupe sur le ferrailage du chevêtre

XII.5.2 LES FUTS

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont encastres dans les deux extrémités (sur la semelle et le chevêtre). Nous allons étudier le fut le plus long

Hauteur : (**H= 16 m**)
(**n=3**)

Diamètre : (**D= 1.2 m**)

Nombre du fut :

XII.5.2.1 VERIFICATION DE FLAMBEMENT DU FUT :

Le fut est encastres dans la semelle et le chevêtre, mais le chevêtre n'est pas encastres dans le tablier, donc le fut est considéré comme encastres libre.

$$L_c = 0.7L_0 = 0.7 \times 16 = 11.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i}$$

Avec : $i = \frac{D}{4} = 0.5 \text{ m}$

Donc : $\lambda = \frac{11.2}{0.5} = 22.4$

On a : $\bar{\lambda} = \max \left\{ \min \left(\frac{67 \cdot e_0}{D}; 100 \right); 50 \right\}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{349.64}{256.96} = 1.36 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

Alors : $\lambda = 22.4 \leq \bar{\lambda} = 50$

(Condition vérifiée : Pas de risque de flambement sur la pile)

XII.5.2.2 EVALUATION DES EFFORTS:

a) Efforts dû aux charges verticales et horizontales :

On résume les résultats dans le tableau suivant : (pour plus de détails voir l'annexe I.3)

Tableau XII-7: Evaluation des efforts sur un seul fut

	Effort verticale (T)	Effort horizontale (T)	Bras de levier (m)	Moment à la base (T.m)
Poids propre du tablier	278.85	-	-	-
Poids propre du chevêtre	39	-	-	-
Poids propre du fut	113.825	-	-	-
Charge A1	108.045	9.17	16	146.72
Charge Bc	34.82	9.5	16	152

b) Effort dû aux séisme :

A l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, on détermine l'effort normale et le moment du aux efforts sismiques (voir l'annexe I.3) :

Tableau XII-8: Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut

Effort	N (T)	M _L (T.m)	M _T (T.m)
E1	91.85	753.98	276.76
E2	27.55	226.19	922.52
E3	28.61	231.61	276.76

XII.5.2.3 COMBINAISON DES EFFORTS:

A ELU :	1.35G+1.6Al	1.35G+1.6Bc
A ELS:	G+1.2Al	G+1.2Bc
A ELA:	G+E	

Tableau XII-9: Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max

Combinaison	Sollicitation	
	N (T)	M (T.m)
ELU (1.35G+1.6Al)	755.633	234.75
ELS (G+1.2Al)	561.329	176.06
ELA (G+E)	459.225	922.52

XII.5.2.4 CALCUL DU FERRAILLAGE:

a) Condition normales :

➤ **ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$M_u = 234.75 \text{ T.m} \qquad N_u = 755.633 \text{ T}$$

Le fut est soumis à un moment fléchissant et a un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée. Selon l'abaque de WALTHER on a :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{2} = 0.025 \text{ (Abaque 150 annexe I.3)}$$

$$\frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_\omega} = \frac{234.75 \times 10^{-2}}{3.14 \times 1^2 \times 2 \times 27} = 0.013$$

$$\frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega} = \frac{755.633 \times 10^{-2}}{3.14 \times 1^2 \times 27} = 0.089$$

Avec : $\beta_\omega = f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$

D'après l'abaque de WALTHER (n°150), on tire la valeur du degré mécanique des armatures :

$$\omega = 0.11$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega \cdot \omega}{f_e} = \frac{3.14 \times 1^2 \times 27 \times 0.11}{500} \times 10^4 = 186.51 \text{ cm}^2$$

On prend **40HA25** ($A_s = 196.4 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm.}$

b) Condition sismique :

➤ **ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$M_E = 922.52 \text{ T.m} \qquad N_E = 459.22 \text{ T}$$

Sous les efforts engendrés par la condition sismique, le fût est soumis à un moment de fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée. Selon l'abaque de Walther, on a :

$$\frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_\omega} = \frac{922.31 \times 10^{-2}}{3.14 \times 1^2 \times 2 \times 27} = 0.054$$

$$\frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega} = \frac{459.22 \times 10^{-2}}{3.14 \times 1^2 \times 27} = 0.054$$

D'après l'abaque de **WALTHER** (n°150), on tire la valeur du degré mécanique des armatures :

$$\omega = 0.18$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega \cdot \omega}{f_e} = \frac{3.14 \times 1^2 \times 27 \times 0.18}{500} \times 10^4 = 305.208 \text{ cm}^2$$

On prend **40HA32** ($A_s = 321.6 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **S_t = 15 cm**.

➤ **ARMATURES TRANSVERSALES :**

On prend comme armatures transversales des cerces de **HA16** avec un espacement de **S_t=10 cm** dans les zones critiques (zone de recouvrement) et **S_t=15 cm** dans la zone courante.

XII.5.2.5 PLAN DE FERRAILLAGE:

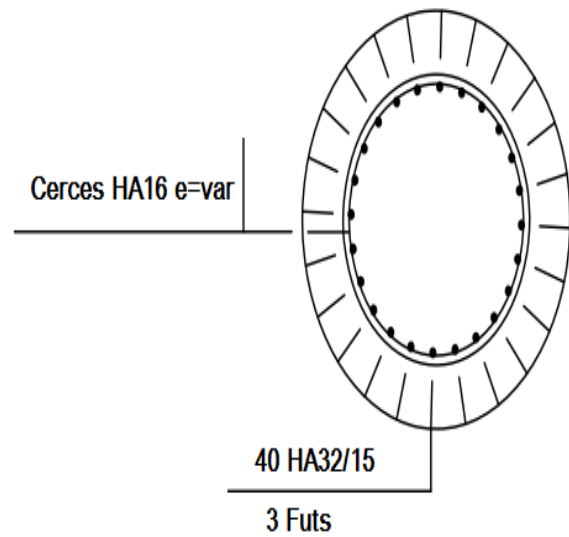


Figure XII-11: Coupe 1 sur le plan de ferrailage du FUT

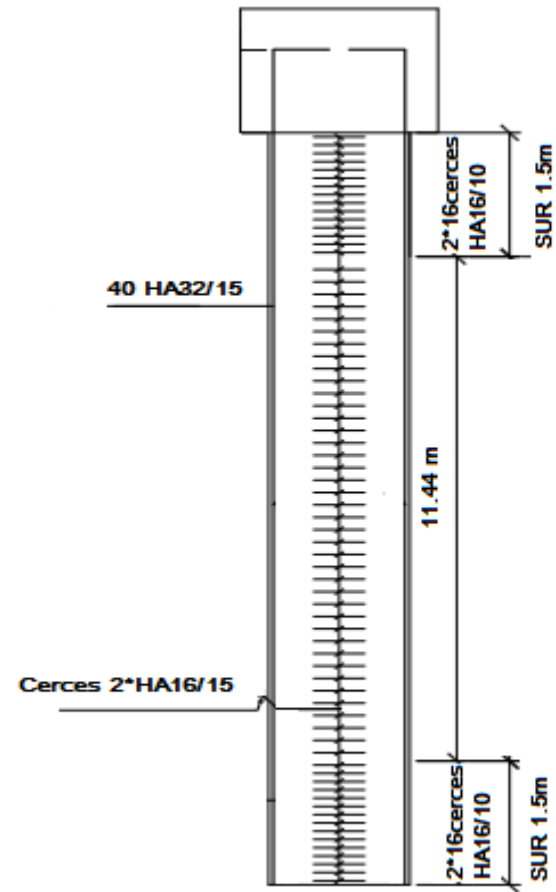


Figure XII-12: Coupe 2 sur le plan de ferrailage du FUT

XII.5.3 LES FONDATIONS

XII.5.3.1 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 forés avec tubage récupéré (forage à sec) sans refoulement du sol. On opte pour une fondation mixte (**pieux + semelle de liaison**).

XII.5.3.2 DIMENSIONS DE LA SEMELLE:

Les dimensions de la semelle sous pile :

Epaisseur : (**E=2.5 m**)
(**L=13.2 m**)

Largueur : (**l=9.6 m**)

Longueur :

XII.5.3.3 EVALUATION DES EFFORTS:

a) Efforts dû aux charges verticales et horizontales (condition normale) :

Tableau XII-10: Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition normale) .

CHARGES	EVALUATION DES CHARGES			
	VERTICALE (T)	HORIZONTALE (T)	BRAS DE LEVIER (m)	MOMENT (T.M)
Poids propre du tablier	836.557	-	-	-
Poids propre du chevêtre	117	-	-	-
Poids propre des futs	341.475	-	-	-
Poids propre de la semelle	792	-	-	-
Poids des terres	234.6	-	-	-
Surcharge A1	324.135	-	-	-
Freinage sous A1	-	27.52	18.5	509.12
Freinage sous Bc	-	28.5	18.5	527.25

b) Effort dû aux séisme (condition sismique) :

On résume les résultats dans le tableau suivant : (**pour plus de détails voire l'annexe I.4**)

Tableau XII-11: Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition sismique)

Charge	Effort normale (T)	Moment M_L (T.m)	MOMENT M_T (T.m)
E1	275.55	2207.94	830.28
E2	82.65	678.57	2767.56
E3	86.43	694.83	830.28
Charge sismique inertielle du chevêtre	8.77	268.35	472.92
Charge sismique inertielle des futs	25.61	535.23	682.8

XII.5.3.4 COMBINAISON DES EFFORTS:

Tableau XII-12: Sollicitations de la semelle sous les combinaisons maximales

Combinaison	Sollicitation		
	N (T)	M _L (T.m)	M _T (T.m)
ELU (1.35G+1.6Al)	3336.109	814.59	0
ELS (G+1.2Al)	2475.99	632.7	0
ELA1 (G+E1)	2396.96	3011.52	1986
ELA2 (G+E2)	2204.062	1482.15	3923.28

XII.5.3.5 DETERMINATION DU NOMBRE DES PIEUX :

D'après le rapport géotechnique, pour ces pieux avec une fiche **D_f=14 m** et un diamètre **D=1.2 m**, la capacité portante nominale (**Q_p = 324 T**), les charges admissibles du pieu sous les différents états limites sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII-13: Les charges admissible du pieu

Q _{Pu} (T)	Q _{Su} (T)	Q _U (T)	Q _c (T)	Q _{adm.ELU} (T)		Q _{adm.ELS} (T)	
				ELU.Fond	ELU.Accd	ELS.Rar	ELS.Fré
339	422	761	465	544	635	423	332

Avec :

Q_{Pu}: effort limite mobilisable sous la pointe du pieu.

Q_{Su} : effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur du fut du pieu.

Q_U : la charge limite en compression (**Q_U = Q_{Pu} + Q_{Su}**)

Q_c: la charge critique de fluage (**Q_c = 0.5Q_{Pu} + 0.7Q_{Su}**)

$$Q_{adm.ELU} = \begin{cases} \frac{Q_U}{1.4} & \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ \frac{Q_U}{1.2} & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

$$Q_{adm.ELS} = \begin{cases} \frac{Q_c}{1.4} & \text{pour les combinaisons fréquentes} \\ \frac{Q_c}{1.2} & \text{pour les combinaisons rares} \end{cases}$$

Le nombre des pieux sous la semelle est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{\text{effort maximale}}{\text{capacité portante nominale du pieu}}$$

Donc :
$$n \geq \frac{3336.109}{324} = 10.29$$

On prend 12 pieux (pour avoir un maillage carré).

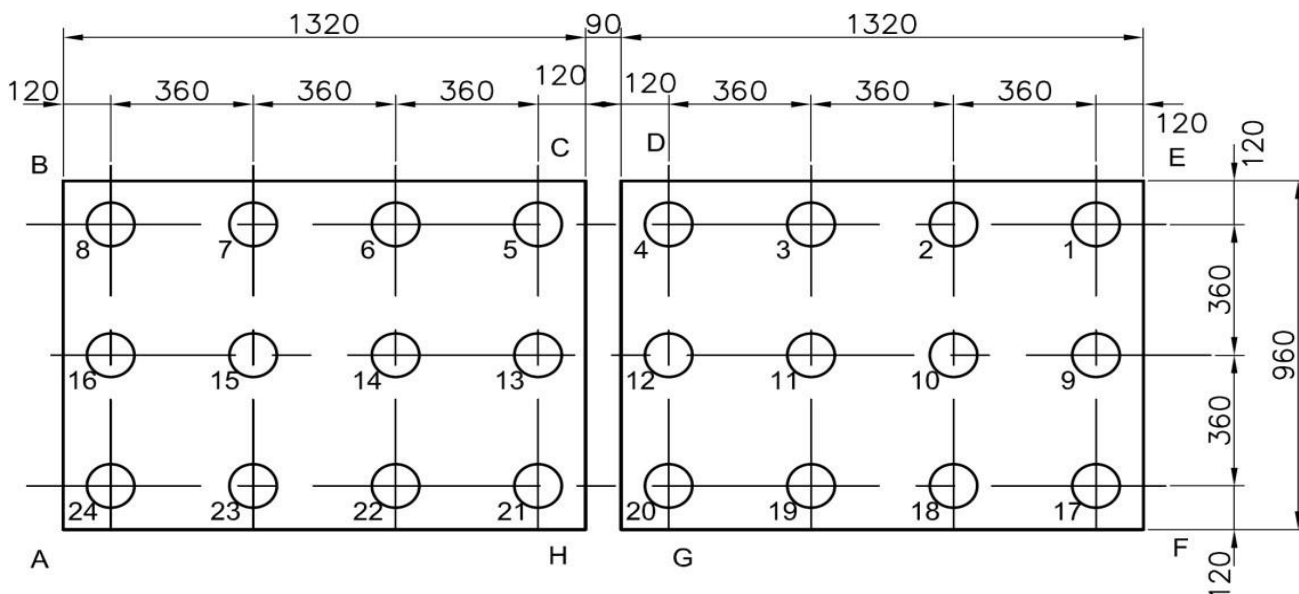


Figure XII-13: Plan de disposition des pieux sous les deux semelles

XII.5.3.6 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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_L y}{\sum y^2} \pm \frac{M_T x}{\sum x^2}$$

Avec :

- N_i : 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.

$$W_L = \frac{\sum y^2}{y} = \frac{3.6^2 \times 8}{3.6} = 28$$

$$W_T = \frac{\sum x^2}{x} = \frac{5.4^2 \times 6 + 1.8^2 \times 6}{5.4} = 36$$

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

Tableau XII-14: Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison

ETAT	N_{max}		N_{min}	
	Calcul	Resultat	Calcul	Resultat
ELU	$= \frac{3336.109}{12} + \frac{814.59}{28.8}$	306.29 T	$= \frac{3336.109}{12} - \frac{814.59}{28.8}$	249.72 T
ELS	$= \frac{2475.99}{12} + \frac{632.7}{28.8}$	228.30 T	$= \frac{2475.99}{12} - \frac{632.7}{28.8}$	184.36 T
ELA1	$\frac{2396.96}{12} + \frac{3011.52}{28.8} + \frac{1986}{36}$	359.48 T	$= \frac{2396.96}{12} - \frac{3011.52}{28.8} - \frac{1986}{36}$	40.01 T
ELA2	$\frac{2204.062}{12} + \frac{1482.15}{28.8} + \frac{3923.28}{36}$	344.36 T	$\frac{2204.062}{12} - \frac{1482.15}{28.8} - \frac{3923.28}{36}$	23.22 T

❖ Vérification des pieux :

Tableau XII-15: Vérification des pieux

ELU		ELS		ELA	
$Q_{adm.ELU} = 544 \text{ T}$		$Q_{adm.ELS} = 423 \text{ T}$		$Q_{adm.ELA} = 635 \text{ T}$	
N_{max}	306.29	N_{max}	228.30	N_{max}	359.48
N_{min}	249.72	N_{min}	184.36	N_{min}	40.01
$N_{max} < Q_{adm.ELU}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{adm.ELS}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{adm.ELA}$ Pas de poinçonnement	
$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement	

XII.5.3.7 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 : entraxe des deux files de pieux (L=3.6 m)

b : diamètre de fut (b=2 m)

d : hauteur utile de la semelle (d=2.43 m)

On a :

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2.43}{1.8 - 0.5} = 1.86$$

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

Donc : $\alpha = 61^\circ \geq 45^\circ$

Et on a : $h = 2.5 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3 \text{ m}$

(Les deux conditions sont vérifiées)

a) Armatures transversales inférieures :

Tableau XII-16: Paramètres de calcul

b (m)	h _s (m)	∅ _{pieu} (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Fe MPa	d (m)	L' (m)
2.00	2.50	1.20 m	3.6	3.6	500	2.43	3.7

On a : $A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{L_i}{h}$

Tableau XII-17: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons

γ_s	ELS	1.15	$\sigma_s = 333.33 \text{ MPa}$
	ELU	1.5	$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$
	ELA	1	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

Donc :

Tableau XII-18: Calcul la section d'armatures

Combinaison	N _i (T)	L _i (m)	σ _s (MPa)	A _i (cm ²)
ELU	306.29	3.6	434.78	104.36
ELS	228.3	3.6	333.33	101.46
ELA	359.48	3.6	500	106.51
A=Max (A_i)				106.51/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 ($L' = \emptyset + h = 3.7 \text{ m}$) Donc :

$A = 28.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 7 HA25 ($A_1 = 34.36 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

b) 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.

$A_2 \geq \frac{A_1}{3} = 11.45 \text{ cm}^2$ On prend 7 HA16 ($A_2 = 14.07 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Armatures de construction :

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

- Armatures transversales supérieures :

$$A_3 \geq \frac{A_1}{4} = 8.59 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 7 HA14 (} A_3 = 10.78 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_4 \geq \frac{A_1}{4} = 8.59 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 6 HA16 (} A_4 = 12.06 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

d) Armatures latérales :

$$A_5 \geq \frac{A}{4} = 10.61 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 11 HA12 (} A_5 = 12.44 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en HA14 (chaise / m²).

e) Plan de ferrailage :

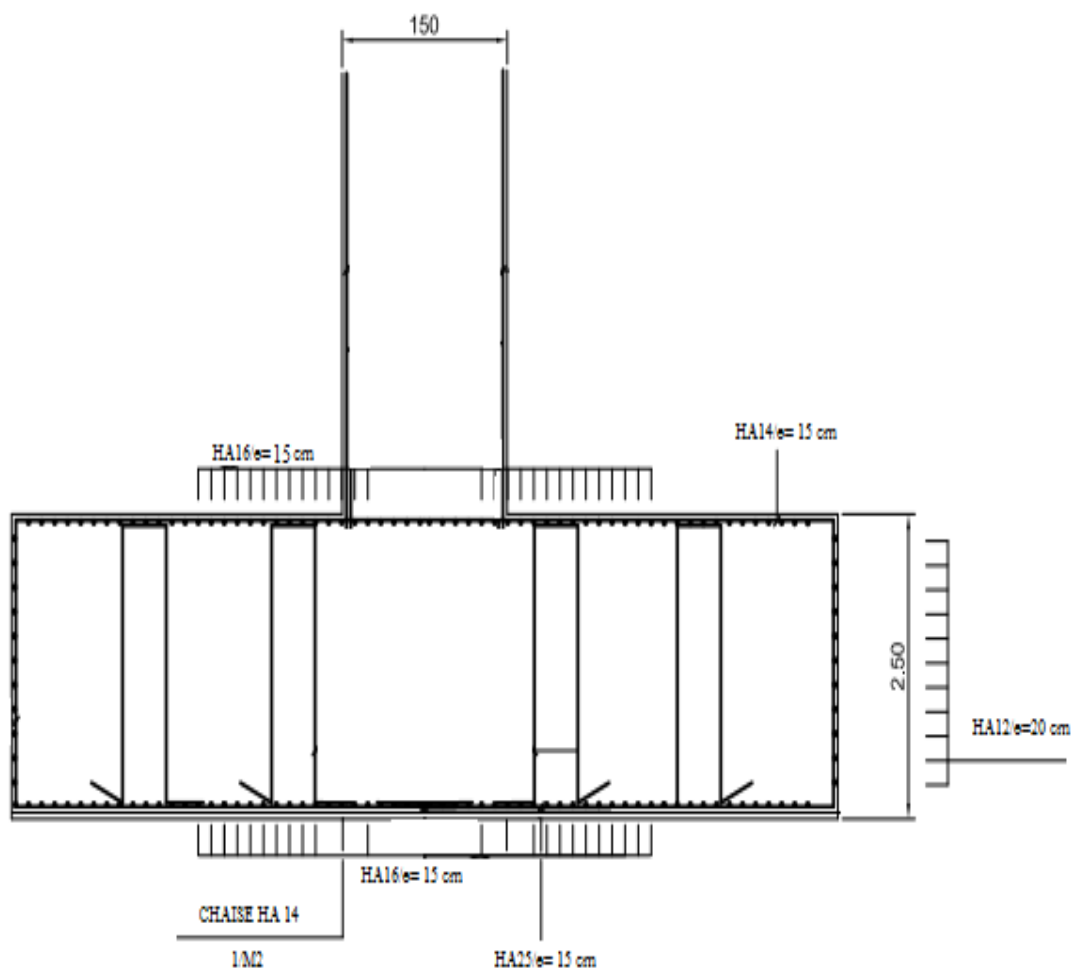


Figure XII-14: plan de ferrailage de la semelle sous la pile

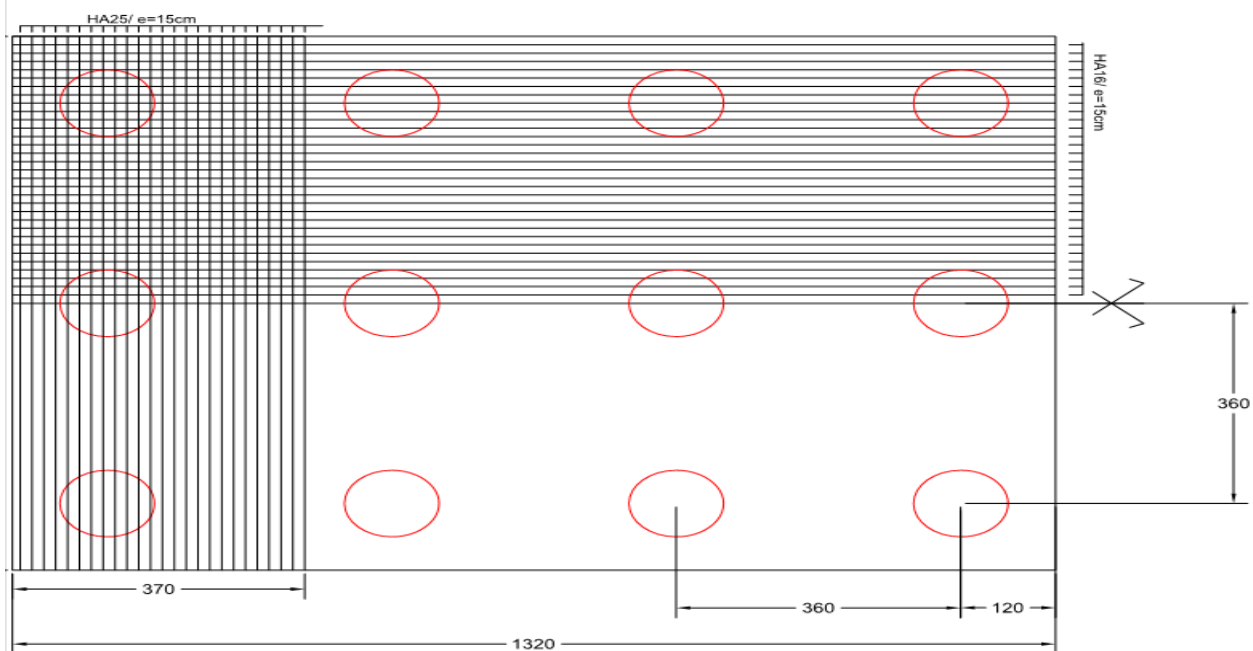


Figure XII-15: Plan de ferrailage de la nappe inférieure

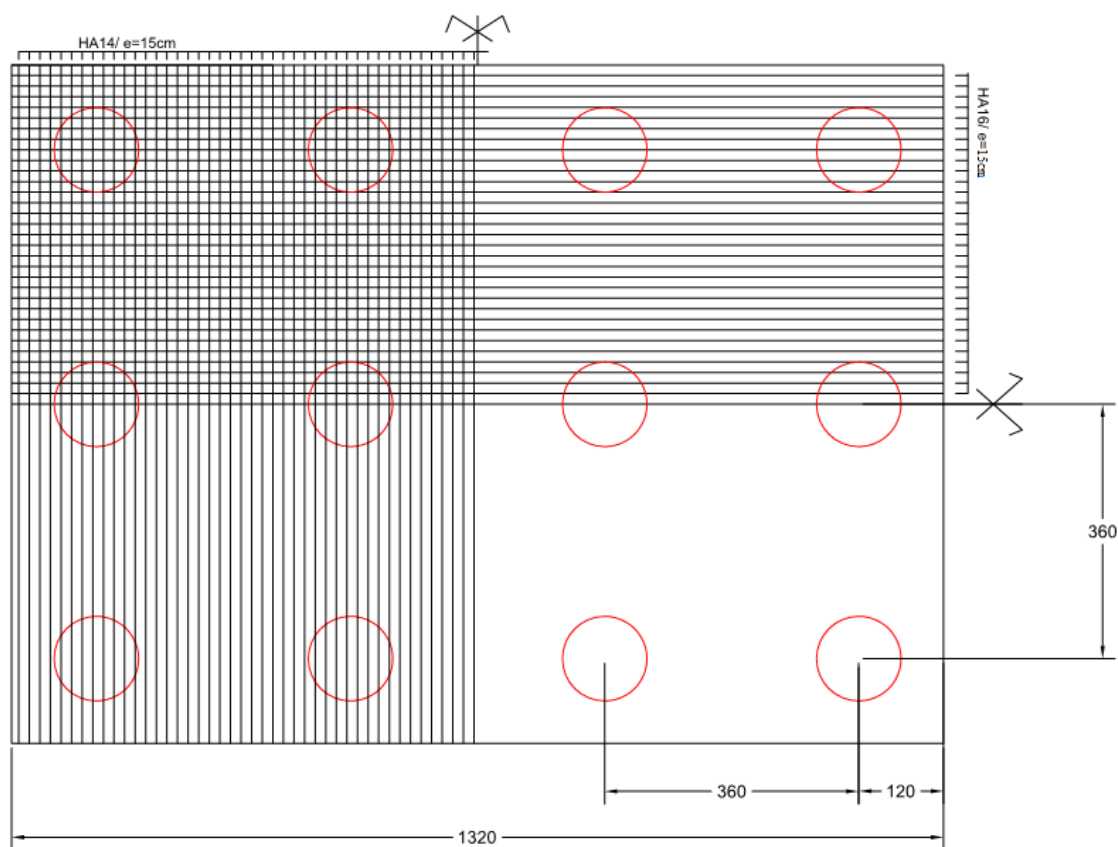


Figure XII-16: Plan de ferrailage de la nappe supérieure

XII.5.3.8 ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX

a) Action 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 :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u + by = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m

c_u : module de réaction du sol ; $c_u = 10 \text{ Kg/cm}^3$

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$

Avec :

I : moment d'inertie du pieu ; $I = \pi \frac{D^4}{64} = \pi \frac{120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

E : module d'élasticité du béton ; $E = 33000 \text{ MPa}$

- **Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10 \times 120}{4 \times 330000 \times 10.17 \times 10^6}} = 0.307 \text{ m}^{-1}$$

Donc : $\lambda \times L = 0.307 \times 14 = 4.3$ (L : hauteur du pieu 14 m)

b) Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

- Freinage : $H_{Bc} = 28.5 \text{ T}$

Donc : $\bar{P} = \frac{28.5}{12} = 2.38 \frac{\text{T}}{\text{pieu}}$

Condition sismique :

- Séisme : $F_T = 249.19 \text{ T}$

Donc : $\bar{P} = \frac{249.19}{12} = 20.76 \frac{\text{T}}{\text{pieu}}$

c) Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = EI\theta_0 = 0$$

Alors :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : moment en tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: données par les abaques de WARNER en fonction $\lambda \times L$

- Détermination des paramètres $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

Tableau XII-19: les paramètres de WARNER

$\lambda \times L$	4	4.3	6
$\chi_{\theta M}$	1.26	X	1.45
$\chi_{\theta P}$	1.54	Y	1.65

Par interpolation on trouve :

X = 1.29 Y = 1.55 Donc : $\chi_{\theta M} = 1.29$ $\chi_{\theta P} = 1.55$

On résume les valeurs du moment dans le tableau :

Tableau XII-20: Calcul du moment sur pieu

Condition normale	$\bar{P} = 2.38 \frac{T}{\text{pieu}}$	$\bar{M} = -\frac{1.55}{1.29} \times \frac{2.38}{0.307} = -9.31 \text{ T.m}$
Condition sismique	$\bar{P} = 20.76 \frac{T}{\text{pieu}}$	$\bar{M} = -\frac{1.55}{1.29} \times \frac{20.76}{0.307} = -81.25 \text{ T.m}$

On donne les valeurs du moment le long du pieu en fonction de Z à l'aide des abaques de WARNER (voir annexe H.4) dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

Tableau XII-21: Valeurs des moments en fonction de Z

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	
$\chi_{\theta M}$	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.1	0.04	0.01	
$\chi_{\theta P}$	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04	
M(z)	CN	-6.08	-3.30	-0.93	0.24	0.83	1.00	0.71	0.21

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

(T)	CS	-53.11	-28.89	-8.18	2.11	7.27	8.78	6.21	1.89
-----	----	--------	--------	-------	------	------	------	------	------

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables.

d) 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.

On a :

$$N_{max} = 359.48 \text{ T.m}$$

$$M_{max} = 81.25 \text{ T.m}$$

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.07}{1.2} = 0.05. \text{ (Abaque de WALTHER 156)}$$

Et :

$$\frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_\omega} = \frac{81.25 \times 10^{-2}}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.02$$

$$\frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega} = \frac{359.48 \times 10^{-2}}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.11$$

D'après l'abaque de WALTHER (n°156), on tire la valeur du degré mécanique des armatures :

$$\omega = 0.17$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_\omega \cdot \omega}{f_e} = \frac{3.14 \times 0.6^2 \times 27 \times 0.17}{500} \times 10^4 = 103.77 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{s.min} = 1\% \text{ Surface du pieu}$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 1200^2}{4} = 11304 \text{ cm}^2 \quad A_{s.min} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prend 25HA25 ($A_s = 122.72 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ ARMATURES TRANSVERSALES (CERCES) :

On assimile la section circulaire à une section rectangulaire ($b_0 \times b_0$)

$$\text{Condition à vérifier : } \tau_{ELA} = \frac{V}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

On résume le calcul dans le tableau suivant :

Tableau XII-22: Vérification de l'effort tranchant en tête du pieu

D_{pieu}	Diamètre du pieu	1.2	m
f_{c28}	Contrainte de béton	27	MPa
f_e	Contrainte d'acier	500	MPa
γ_b	Coefficient de sécurité de béton	1.15	-

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier	1	-
H_{ELA}	Effort de cisaillement en tête de pieu	20.76	T
K	Coefficient de reprise de bétonnage	0	-
b_0	Dimension simplifié	0.85	m
d		0.76	m
τ_{ELA}	Contrainte de cisaillement	0.32	MPa
$\bar{\tau}$	Contrainte limite de cisaillement	3.52	MPa
$\tau_{ELA} \leq \bar{\tau}$ (condition vérifié)			

Calcul la section d'armatures A_t : $\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \gamma_b \frac{(\tau - 0.3k)}{0.9f_e}$

Pour un $S_t = 10 \text{ cm}$ Donc : $A_t \geq 0.69 \text{ cm}^2$

Selon RPOA on doit vérifier la condition : $\frac{0.8\%}{\sqrt{D}} \leq \frac{V_a}{V_b}$

On prend comme armatures transversales des cerces de **HA12** avec un espacement de **St=10 cm** dans les zones critiques **H = 2.4 m** (zone de recouvrement) et des cerces **HA16** avec un espacement **St=1.9 m** dans la zone courante (zone intermédiaire).

e) Plan de ferrailage :

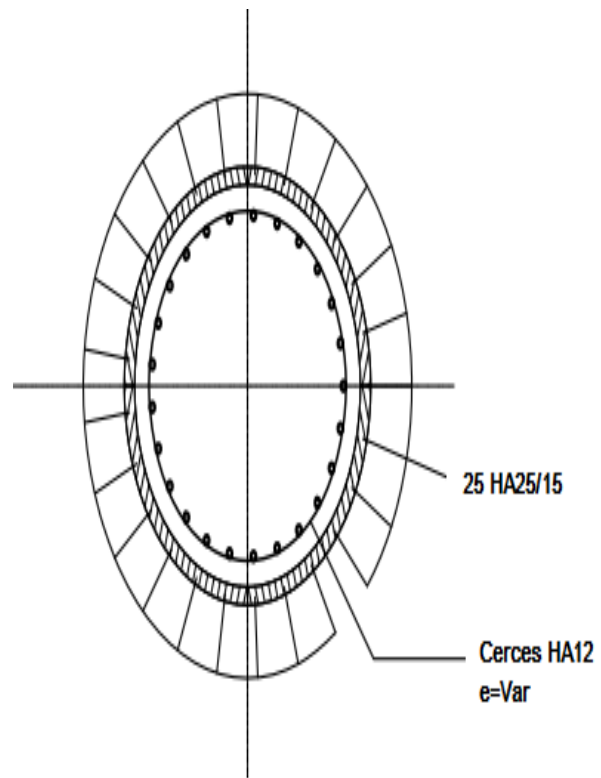


Figure XII-17: Coupe 1 sur le plan de ferrailage du PIEU

COUPE SUR PIEUX

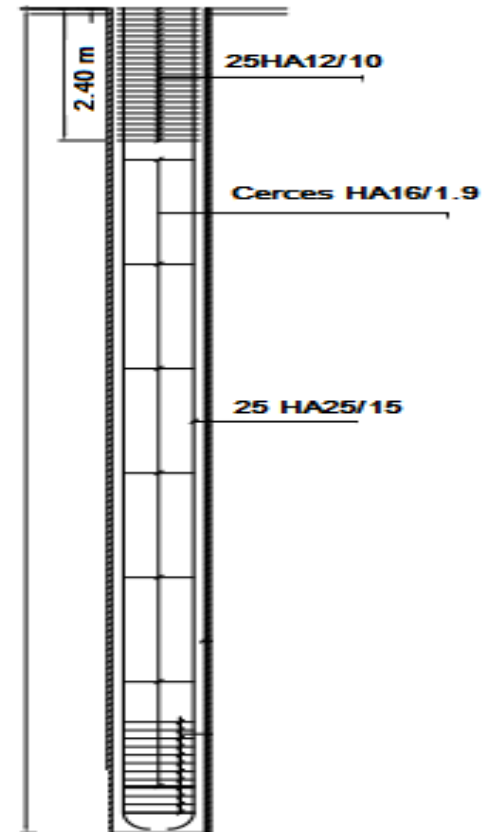


Figure XII-18: Coupe 2 sur le plan de ferrailage du PIEU

CHAPITRE

XIII :ETUDE DE LA CULEE

XIII.1 INTRODUCTION

L'étude des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans un projet. Cette étude est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- 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 culée :

Les culées remblayées

Les culées enterrées.

En se basant sur les données géotechniques du site, on a opté pour notre viaduc une culée remblayée fondée sur pieux, elle comporte 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

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{culée} = cote\ projet - cote\ fondation$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau XIII-1: Implantation des culées

	Coté JIJEL	Cote EL EULMA
Désignation	Culée 1	Culée 2
Cote projet (m)	851.746	859.986
Cote TN (m)	842.362	852.913
Cote fondation (m)	840.490	850.612
Hauteur de la culée (m)	11.25	9.37

XIII.2.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

On s'intéresse au dimensionnement de la culée sur pieux, (culée gauche PK : 56+995.5)

XIII.2.3.1 MUR GARDE GREVE

-Hauteur : **2.35 m**

-Longueur : **13.59 m**

-Épaisseur : $e_g = \max(0,30\text{ m}, \frac{h}{8}) = \max(0.30\text{ m}, 0.28\text{ m})$, on prend : $e_g = 0.35\text{ m}$

XIII.2.3.2 MUR FRONTAL

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

-Épaisseur : 1,40 m

-Largeur : 13.59 m

-Hauteur : 5.5 m

XIII.2.3.3 DALLE DE TRANSITION

-Épaisseur : 0.30 m

-Largeur : 5.00 m

-Longueur : 11.89 m

XIII.2.3.4 MUR EN RETOUR

-Épaisseur : 0.8 m

-Largeur : 7.8 m

-Hauteur : 7.89 m jusqu'à 8.27 m, pente de 5.76%

XIII.2.3.5 LE CORBEAU

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2.4 m, une petite base de 2 m, une hauteur de 0.40 m et une largeur de 11.89 m.

XIII.2.3.6 SEMELLE SOUS CULEE

-Épaisseur : 1,5 m

-Largeur : 6 m

-Longueur : 13.70 m

Les différentes parties de la culée et leurs dimensions sont présentées dans les plans suivant :

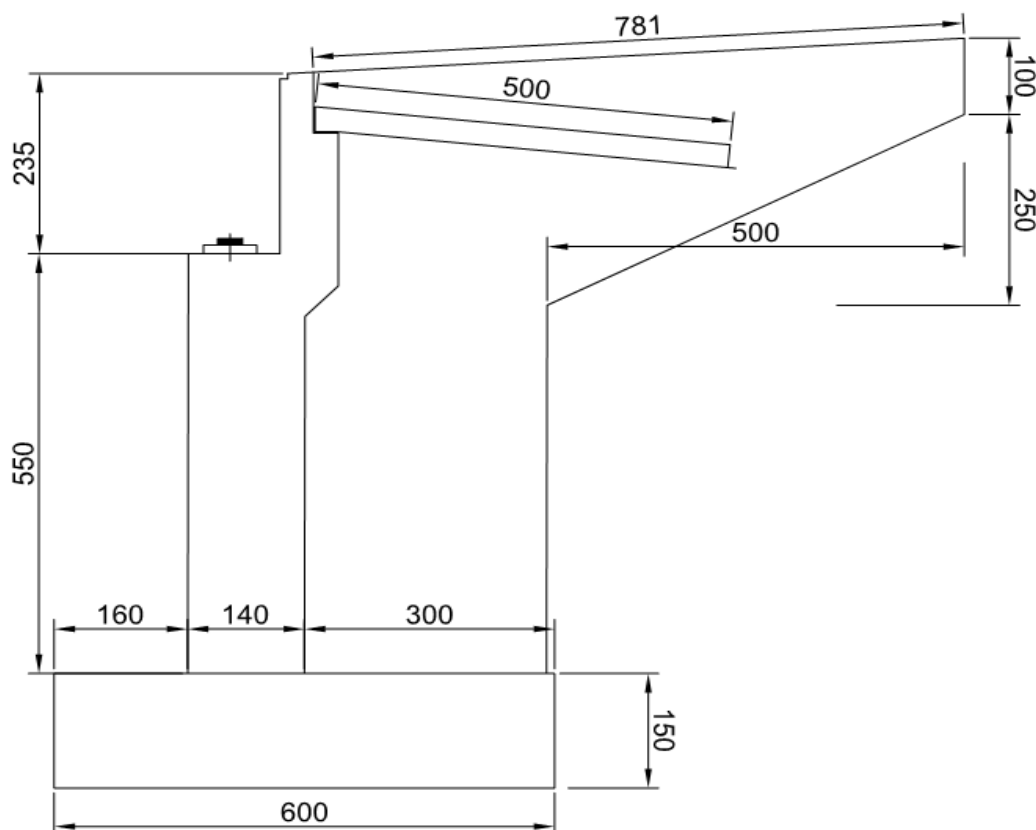


Figure XIII-1: Coupe transversale de la culée

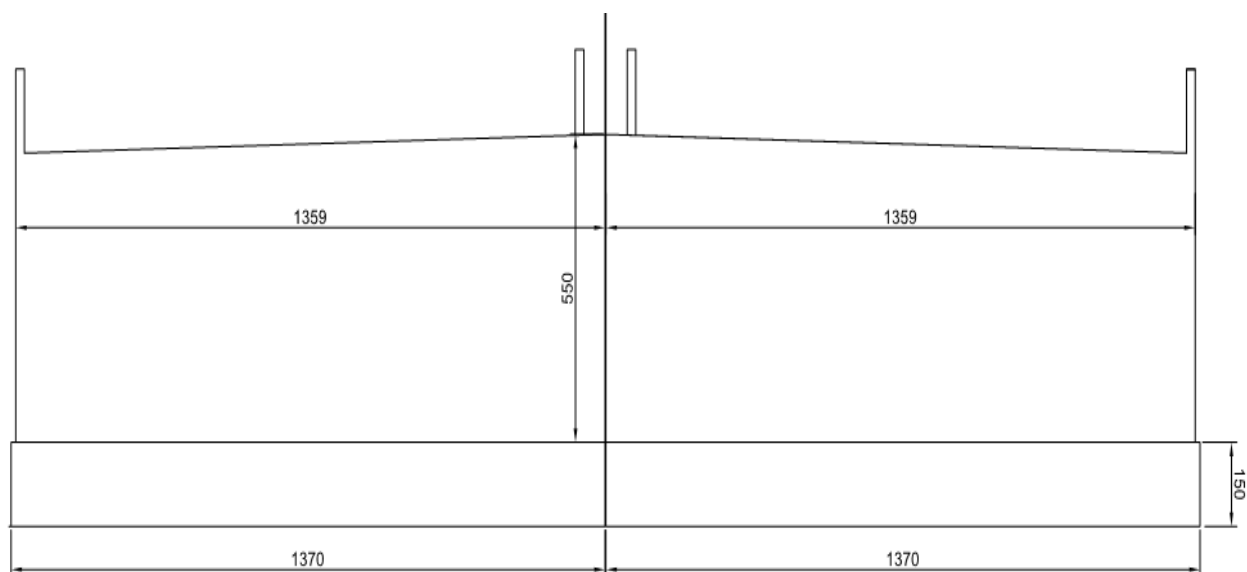


Figure XIII-2: Coupe longitudinale de la culée

XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

XIII.3.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE Kad

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 , telles 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.
- $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 \pm K_v} \right)$
- $k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 RPOA) = **0.25**
- $k_v = 0,3 k_h = 0.075$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Les trois cas de séismes correspondant à :

- 1^{ère} cas : cas normale sans séisme « $k_h = k_v = 0$ »
- 2^{ème} cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $k_h = 0,25$; $k_v = -0,075$
- 3^{ème} cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » : $k_h = 0,25$; $k_v = 0,075$

Tableau XIII-2: 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	- 0.075	15.12	0.538
	3 ^{EME} Cas	0.25	0.075	13.09	0.502

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 :

$$\gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ T/m}^3 \quad \gamma_{\text{remblais}} = 2 \text{ T/m}^3$$

XIII.3.2.1 LES CHARGES PERMANENTES

Tableau XIII-3: Effort dû aux charges permanentes

Désignations	N (T)	H (T)	X (m)	Y (m)	$M_N(\text{T.m})$	$M_H(\text{T.m})$
Tablier	405.53	-	-0.9	-7	-364.74	-
Des d'appuis	1.65	-	-0.9	-7	-1.485	-
Mur garde Grève	27.94	-	-0.1	-8.23	-2.794	-
Corbeau	22.29	-	0.22	-7.41	4.904	-
Dalle de transition	22.29	-	0.22	-7.41	4.904	-
Mur frontal	261.60	-	-0.7	-4.26	-183.12	-
Mur en retour	65.32	-	2.55	-6.43	166.56	-
Semelle	308.25	-	0	-0.75	0	-
Poids des terre sur talon	640.08	-	1.5	-5.42	960.12	-
Poids des terres sur patin	65.21	-	-2.2	-2.25	-143.44	-

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Poussé statique terre sur culée	-	398.83	-	-3.12	-	-1244.35
SOMME	1820.15	398.83	-	-	440.9	-1244.35

XIII.3.2.2 POIDS DES SURCHARGES SUR REMBLAIS

Tableau XIII-4: Effort dû aux surcharges sur remblais

Désignations	N (T)	H (T)	e (m)	M_N (T.m)	M_H (T.m)	M_o (T.m)
Surcharges sur remblais	29.72	-	0.22	6.53	-	-108.97
Poussées statique des surcharges	-	37.02	-3.12	-	-115.5	
Poussées dynamique des surcharges (cas 2)	-	59.81	-3.12	-	-186.6	-186.60
Poussées dynamique des surcharges (cas 3)	-	55.80	-3.12	-	-174.09	-174.09

XIII.3.2.3 SURCHARGES D'EXPLOITATION

Tableau XIII-5: Effort dû aux surcharges d'exploitation

Désignations	N (T)	H (T)	X (m)	Y (m)	M_N (T.m)	M_H (T.m)
Surcharge A1	162.06	15.63	-0.9	-7	-145.85	-109.41
Surcharge Bc	147.83	28.5	-0.9	-7	-133.04	-199.5
Surcharge Mc120	107.13	-	-0.9	-7	-97.04	0
Surcharge D240	176.22	-	-0.9	-7	-158.59	-

XIII.3.2.4 CHARGES SISMIQUES

Tableau XIII-6: Effort dû aux charges sismiques

Désignations	E_V (T)	E_L (T)	X (m)	Y (m)	M_{E_V} (T.m)	M_{E_H} (T.m)
Tablier	172.23	147.69	-0.9	-7	-155.007	-1033.83
Des d'appuis	0.12	0.41	-0.9	-7	-0.1	-2.87
Mur garde Grève	2.09	6.98	-0.1	-8.23	-0.209	-57.44

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Corbeau	1.67	5.57	0.22	-7.41	0.36	-41.27
Dalle de transition	1.67	5.57	0.22	-7.41	0.36	-41.27
Mur frontal	19.62	65.4	-0.7	-4.26	-13.73	-278.60
Mur en retour	4.89	16.33	2.55	-6.43	12.47	-105.00
Semelle	23.12	16.33	0	-0.75	0	-57.8
Poids des terre sur talon	48.00	160.02	1.5	-5.42	72	-867.308
Poids des terres sur patin	4.89	16.3	-2.2	-2.25	-10.75	-36.67
Poussé dynamique terre sur culée (cas 2)	-	644.35	-	-3.12	-	-2010.39
Poussé dynamique terre sur culée (cas 3)	-	601.23	-	-3.12	-	-1875.83

XIII.3.2.5 Récapitulative des efforts maximums

Les sollicitation agissant sur la culée sous les déferentes combinaisons (voir l'annexe J.1)

Tableau XIII-7: récapitulatif des efforts maximums

ELU		ELS		ELA	
$N_U^{max}(T)$	2764.05	$N_S^{max}(T)$	2050.28	$N_A^{max}(T)$	1944.82
$M_U^{corisp}(T.m)$	-1667.42	$M_S^{corisp}(T.m)$	-1240.52	$M_A^{corisp}(T.m)$	-4187.65
$M_U^{max}(T.m)$	-1790.28	$M_S^{max}(T.m)$	-1332.67	$M_A^{max}(T.m)$	-4222.45
$N_U^{corisp}(T)$	2741.28	$N_S^{corisp}(T)$	2033.21	$N_A^{corisp}(T)$	1939.15

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 permanents (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.

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10000} (2 + \alpha\varphi) \quad \varphi \approx 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment du au charge permanente}}{\text{moment du au surcharge d'exploitation}} = 0.98$$

$$e_2 = 0.068 \text{ m}$$

Donc :

$$N = 61.52 \text{ T}$$

$$M = 61.52 \times (2.82 + 0.022 + 0.068) = 178.408 \text{ T.m}$$

$$\frac{M}{N} = \frac{178.408}{61.52} = 2.9 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.65$$

La section est partiellement comprimée

$$M_{As} = N(e_1 + \frac{h}{2} - e_a)$$

$$M_{As} = 61.52 \times \left(2.82 + \frac{1.4}{2} - 0.022\right) = 214.58 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_{As}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{214.58 \times 10^6}{15.3 \times 10^2 \times 100 \times 135^2} = 0.076$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.098$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot (1 - 0.4\alpha)}$$

$$A_s = \frac{178.408 \times 10^6}{435 \times 10^2 \times 135 \times (1 - 0.4 \times 0.098)} = 38.06 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 16.76 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage obtenue :

- Côté remblais (intérieur) :

On prend 8 HA25 avec $S_t = 10 \text{ cm}$ ($A_s = 39.27 \text{ cm}^2$)

- Côté poutre (extérieur) :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 13.09 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA20 avec $S_t = 15 \text{ cm}$ ($A_s = 21.99 \text{ cm}^2$)

XIII.4.1.3 FERRAILLAGE TRANSVERSALE:

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{0.508}{1 \times 1.35} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

- **Espacement des cadres :**

L'espacement S_t des d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de **0,9d** et **40 cm**

$$S_{t \max} = \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 135 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Section d'armatures :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau \cdot b}{0.8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.37 \times 100 \times 20}{0.8 \times 500} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres HA14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$)

XIII.4.1.4 FERRAILLAGE HORIZONTALE:

Le ferrailage horizontal se détermine en flexion simple on trouve : $M=173.50 \text{ T.m/ml}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{173.50 \times 10^6}{15.3 \times 10^2 \times 100 \times 135^2} = 0.062$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot (1 - 0.4\alpha)}$$

$$A_s = 29.46 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA25 avec $S_t = 15 \text{ cm}$ ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$)

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 11.45 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA16 avec $S_t = 15 \text{ cm}$ ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$)

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.

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

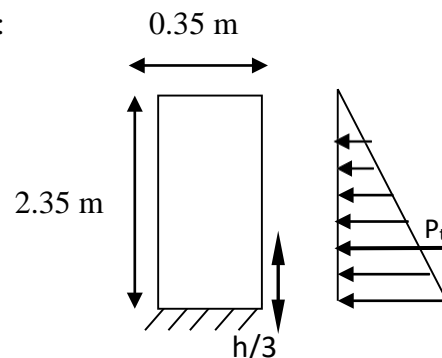
➤ **Poussée des terres :**

$$p_t = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma \times h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h$$

- $\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.
- $k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.333$
- $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.
- $h = 2.35 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève



$$M_t = 1.44 \text{ T.m}$$

- **Poussée d'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.

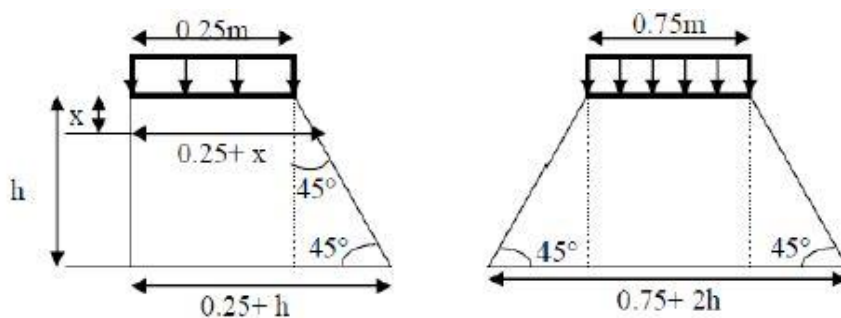


Figure XIII-4: Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève.

➤ **Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève :**

$$M_t = \frac{12 \times k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0.25 + x} dx$$

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

- γ : Coefficient de pondération, égale à : **1.6 à ELU** **1.2 à ELS**
- b_c : coefficient de pondération du système Bc = **1.2**
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai = **1**
- $K_a = 0.333$

- $h = 2.35 \text{ m}$

$$K_{ELS} = 0.333 \times 1.2 \times 1 \times 1.2 = 0.479$$

$$K_{ELU} = 0.333 \times 1.2 \times 1 \times 1.6 = 0.639$$

Le tableau suivant, extrait de **document technique Setra Piles et Palées PP73** page 394, explicite les valeurs de M_p/k pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau XIII-9: les valeurs de M_p/k

h (m)	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
M_p/k (T.m)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation, on obtient pour $h=2.35 \text{ m}$: $M_p/k = 8.227 \text{ T.m}$

$$M_p = \text{ELS} : 8.227 \times K_{ELS} = 3.94 \text{ T.m} \quad \text{ELU} : 8.227 \times K_{ELU} = 5.25 \text{ T.m}$$

- **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

$$M_f = \frac{6 \times h}{0.25 + 2h} \text{ (PP73 page 395)}$$

$$M_f = \text{ELS} : 3.41 \text{ T.m} \quad \text{ELU} : 4.55 \text{ T.m}$$

- **Le moment total à l'encastrement :**

Le RCPR exige les combinaisons suivantes :

$$M_{ELU} = 1.35 M_t + 1,6 (M_p + M_f)$$

$$M_{ELU} = 17.62 \text{ T.m}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_p + M_f)$$

$$M_{ELS} = 10.26 \text{ T.m}$$

XIII.4.2.1 FERRAILLAGE VERTICALE

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(35 \times 100) \text{ cm}^2$:

Tableau XIII-10: ferrailage verticale du mur garde grève

Paramètre	M_{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	μ	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S_t (cm)
Résultat	17.62	30	100	15.83	435	0.126	0.233	17.38	6HA ₂₀	18.85	18

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 18.85m^2 \geq 0.23 \times 1 \times 0.3 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 3.06 cm^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau XIII-11: Vérification des contraintes à l'ELS

M _{ser} (t.m)	y ₁ (m)	I ₁ (m4)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc(adm)} (Mpa)	σ _{s(adm)} (Mpa)	Condition1	Condition2
10.26	0.105	10.75 × 10 ⁻⁴	10.33	287.87	16.2	207.31	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non Vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 207.31 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{n} \times \frac{y}{d - y}$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times n \times M_{ser} \times (1 - \alpha)}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2 \times (3 - \alpha)}}$$

α_n = f (α_{n-1}) : on fixe α_n (on commence par α_n = 0.3) et on calcul f (α_{n-1}) jusqu'à que le valeur de α_n sera fixé Le calcul itératif sera fait par le logiciel de calcul : Microsoft Excel

$$\alpha = 0.35357 \quad y = 10.26 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 7.56 MPa$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times (d - \frac{y}{3})} = 19.34 cm^2$$

On prend 4HA₂₅ (A_s = 19.63 cm²) avec un espacement de S_t = 25 cm

XIII.4.2.2 FERRAILLAGE HORIZONTALE

$$A_s = \frac{A_{s_verticale}}{4} = \frac{19.63}{4} = 4.91 cm^2$$

On prend 4HA₁₄ (A_s = 6.16 cm²) avec un espacement de S_t = 25 cm

Armatures de construction : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{19.63}{3} = 6.54 cm^2$

On prend 6HA₁₂ (A_s=6.79 cm²) avec S_t = 15 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 de la dalle de transition : G₁ = 2.5 × 0.3 × 1 = 0.75 Tonnes/m².

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

- Poids du remblai : $G_2 = 2 \times 0.40 \times 1 = 0.8 \text{ Tonnes/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $G_3 = 2.4 \times 0.08 \times 1 = 0.192 \text{ Tonnes/m}^2$.

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 + G_3 = 1.742 \text{ Tonnes/m}^2$$

- Surcharges : $Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Tonnes/m}^2$. (Exigée par le RCPR)

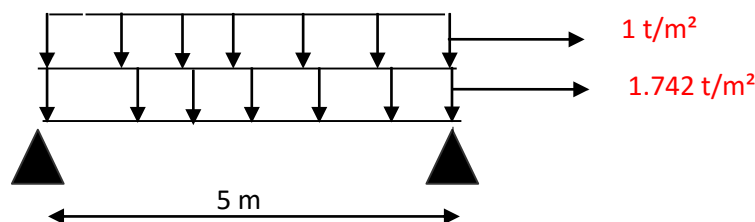


Tableau XIII-12: Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition

	Charge (Tonnes/m ²)	M _{max} (T.m)	T (Tonnes)
Charges permanentes G	1.742	5.44	4.36
Surcharge Q	1	3.13	2.5

➤ Combinaison des efforts :

ELU :

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 12.35 \text{ T.m}$$

$$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 9.89 \text{ T}$$

ELS :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 9.20 \text{ T.m}$$

$$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q = 7.36 \text{ T}$$

XIII.4.3.1 FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(30 \times 100) \text{ cm}^2$

(pour plus de détails voir l'annexe J.3)

Tableau XIII-13: ferrailage longitudinal de la dalle de transition

Paramètre	M _{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)	μ	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp	S _t
Résultat	12.35	25	100	15.3	435	0.129	0.233	12.18	5HA ₂₀	15.71	20

➤ Condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times 1 \times 0.3 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 3.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau XIII-14: Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (t.m)	y₁ (m)	I₁ (m⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_{bc(adm)} (Mpa)	σ_{s(adm)} (Mpa)	Condition1	Condition2
9.2	0.0875	8.46 × 10 ⁻⁴	8.73	265.07	16.2	207.31	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non Vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{n} \times \frac{y}{d - y}$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times n \times M_{ser} \times (1 - \alpha)}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2 \times (3 - \alpha)}}$$

α_n = f (α_{n-1}) : on fixe α_n (on commence par α_n = 0.3) et on calcul f (α_{n-1}) jusqu'à que la valeur de α_n sera fixé Le calcul itératif sera fait par le logiciel de calcul : Microsoft Excel

$$\alpha = 0.38716 \quad y = 9.68 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 8.73 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times (d - \frac{y}{3})} = 20.38 \text{ cm}^2$$

On prend **8HA₂₀** (A_s = **25.13 cm²**) avec un espacement de **S_t = 10 cm**

Armatures de construction : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{25.13}{3} = 8.37 \text{ cm}^2$

On prend **8HA₁₂** (A_s = **9.05 cm²**) avec un espacement de **S_t = 10 cm**

XIII.4.3.2 FERRAILLAGE TRANSVERSAL

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) : \text{Fissuration Préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{9.98}{0.25 \times 100} = 0.4 \text{ MPa} < \min \left(0.15 \times \frac{27}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.7 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

• **Espacement des cadres :**

L'espacement S_t des d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de 0,9d et 40 cm

$$S_{t \max} = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $e = 20 \text{ cm}$

- **Section d'armatures :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 100 \times 20}{0.8 \times 500} \geq 2 \text{ cm}^2$$

On prend **5 cadres HA₈ (A_s = 2.51 cm²) avec St=20cm**

XIII.4.4 CORBEAU

Pour étudier le corbeau, on le considère comme une console courte donc sollicité par :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.3 \times 5 \times 2.5}{2} = 1.88 \text{ tonne/ml}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.4 \times 5 \times 2.5}{2} = 2 \text{ tonnes/ml}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.08 \times 5 \times 2.4}{2} = 0.48 \text{ tonnes/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q \times l = 1.13 \times 2.5 = 2.81 \text{ tonnes/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = \frac{q \times l}{2} = \frac{1 \times 5}{2} = 2.5 \text{ tonnes/ml}$

Combinaison des efforts :

ELU

$$M_{ELU} = [1.35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6 R_5] \times 0.5 = \mathbf{6.84 \text{ T.m/ml}}$$

$$T_{ELU} = 1.35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6 R_5 = \mathbf{13.68 \text{ Tonnes/ml}}$$

ELS

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2 R_5] \times 0.5 = \mathbf{5.09 \text{ T.m/ml}}$$

$$T_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2 R_5 = \mathbf{10.17 \text{ Tonnes/ml}}$$

XIII.4.4.1 FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est **(50×100) cm²** :
(pour plus de détails voir l'annexe J.4)

Tableau XIII-15: ferrailage longitudinale de corbeau

Paramètre	M _{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)	μ	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp	S _t
Résultat	6.84	45	100	15.3	435	0.022	0.445	3.53	5HA₁₂	5.65	20

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times 1 \times 0.3 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 3.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau XIII-16: Vérification des contraintes à l'ELS

M _{ser} (t.m)	y ₁ (m)	I ₁ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc(adm)} (Mpa)	σ _{s(adm)} (Mpa)	Condition1	Condition2
5.09	0.0642	13.49 × 10 ⁻⁴	2.42	218.35	16.2	207.31	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non Vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{n} \times \frac{y}{d - y}$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times n \times M_{ser} \times (1 - \alpha)}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2 \times (3 - \alpha)}}$$

α_n = f(α_{n-1}) : on fixe α_n (on commence par α_n = 0.3) et on calcul f(α_{n-1}) jusqu'à que le valeur de α_n sera fixé Le calcul itératif sera fait par le logiciel de calcul : Microsoft Excel

$$\alpha = 0.17872 \quad y = 8.02 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 8.02 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times (d - \frac{y}{3})} = 5.80 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA16 (A_s = 10.05 cm²) avec un espacement de S_t = 20 cm

XIII.4.4.2 FERRAILLAGE TRANSVERSAL

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) : \text{Fissuration Préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{13.68}{0.45 \times 100} = 0.304 \text{ MPa} < \min\left(0.15 \times \frac{27}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.7 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

• Espacement des cadres :

L'espacement S_t des d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de 0,9d et 40 cm

$$S_{t \max} = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $e = 20 \text{ cm}$

- **Section d'armatures :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$
$$A_t \geq \frac{0.304 \times 100 \times 20}{0.8 \times 500}$$
$$A_t \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

On prend **5 cadres HA8** ($A_s = 2.51 \text{ cm}^2$)

XIII.4.5 MUR EN RETOUR

XIII.4.5.1 CHARGES ET SURCHARGES

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

➤ **Efforts verticaux**

- Poids propre du mur: $P_G = 1 \times 8.27 \times 0.8 \times 2.5 = \mathbf{16.54 \text{ Tonnes/ml}}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{Sc} = 4 \times 1.2 = \mathbf{4.8 \text{ Tonnes/ml}}$

Les moments du aux efforts verticaux:

- Poids propre du mur : $M_g = 16.54 \times 2.55 = 42.18 \text{ T.m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{Sc} = 4.8 \times (7.8 - 1) = \mathbf{32.64 \text{ T.m/ml}}$

Les combinaisons :

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_{Sc} = \mathbf{109.16 \text{ T.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_{Sc} = \mathbf{81.35 \text{ T.m/ml}}$$

➤ **Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1 \times 2 \times 8.27^2 = \mathbf{22.77 \text{ tonnes/ml}}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{Sr} = 0.333 \times 1.2 \times 7.85 \times 1 \times 1 = 3.30 \text{ Tonnes/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{Sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ Tonnes/ml}$

Les moments du aux efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $M_t = 22.77 \times \frac{8.27}{3} = 62.77 \text{ T.m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{Sr} = 3.30 \times \frac{8.27}{3} = 9.1 \text{ T.m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{Sc} = 2.4 \times (8.27 - 1) = 17.45 \text{ T.m/ml}$

Les combinaisons :

$M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{Sr} + M_{Sc}) = 127.22 \text{ T.m/ml}$

$M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{Sr} + M_{Sc}) = 94.63 \text{ T.m/ml}$

XIII.4.5.2 FERRAILLAGE VERTICALE

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est **(80×100) cm²** (pour plus de détails voir l'annexe J.5)

Tableau XIII-17: ferrailage verticale du mur en retour

Paramètre	M _{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)	μ	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S _t
Résultat	109.16	75	100	15.83	435	0.122	0.689	36.64	2x6HA ₂₀	37.7	20

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 37.7 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times 1 \times 0.75 \times \frac{3}{500} \times 10^4 = 10.35 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau XIII-18: Vérification des contraintes à l'ELS

M _{ser} (t.m)	y ₁ (m)	I ₁ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc(adm)} (Mpa)	σ _{s(adm)} (Mpa)	Condition1	Condition2
81.53	0.269	239.31 × 10 ⁻⁴	9.03	245.29	16.2	207.31	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non Vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{n} \times \frac{y}{d - y}$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times n \times M_{ser} \times (1 - \alpha)}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2 \times (3 - \alpha)}}$$

$\alpha_n = f(\alpha_{n-1})$: on fixe α_n (on commence par $\alpha_n = 0.3$) et on calcul $f(\alpha_{n-1})$ jusqu'à que la valeur de α_n sera fixé Le calcul itératif sera fait par le logiciel de calcul : Microsoft Excel

$\alpha = 0.3787$ $y = 28.40 \text{ cm}$ $\sigma_{bc} = 9.79 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times (d - \frac{y}{3})} = 51.52 \text{ cm}^2$$

On prend deux rangées de **6HA25** ($A_s = 2 \times 29.54 \text{ cm}^2$) espacé de $S_t = 15 \text{ cm}$

XIII.4.5.3 FERRAILLAGE HORIZONTAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est **(80×100) cm²** :

Tableau XIII-19:ferrailage horizontal du mur en retour

Paramètre	M _{ELU} (T.m)	d (cm)	b (cm)	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)	μ	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix des barres	Section coresp (cm ²)	S _t (cm)
Résultat	127.22	75	100	15.83	435	0.099	0.698	41.9	2x6HA20	43.98	20

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$A_s = 43.98 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times 1 \times 0.75 \times \frac{3}{500} \times 10^4 = 10.35 \text{ cm}^2$ **(Condition vérifiée)**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau XIII-20:Vérification des contraintes à l'ELS

M _{ser} (t.m)	y ₁ (m)	I ₁ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc(adm)} (Mpa)	σ _{s(adm)} (Mpa)	Condition1	Condition2
94.63	0.345	245.09 × 10 ⁻⁴	13.32	234.64	16.2	207.31	Vérifié	Non vérifié

Condition 2 non Vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à l'état limite de service en limitant les contraintes :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{n} \times \frac{y}{d - y}$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times n \times M_{ser} \times (1 - \alpha)}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2 \times (3 - \alpha)}}$$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

$\alpha_n = f(\alpha_{n-1})$: on fixe α_n (on commence par $\alpha_n = 0.3$) et on calcul $f(\alpha_{n-1})$ jusqu'à que la valeur de α_n sera fixé Le calcul itératif sera fait par le logiciel de calcul : Microsoft Excel

$$\alpha = 0.3283 \quad y = 24.62 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 6.75 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \left(d - \frac{y}{3}\right)} = 68.34 \text{ cm}^2$$

On prend **deux rangées de 7HA25** ($A_s = 2 \times 34.36 \text{ cm}^2$) espacé de $S_t = 15 \text{ cm}$

Le plan de ferrailage :

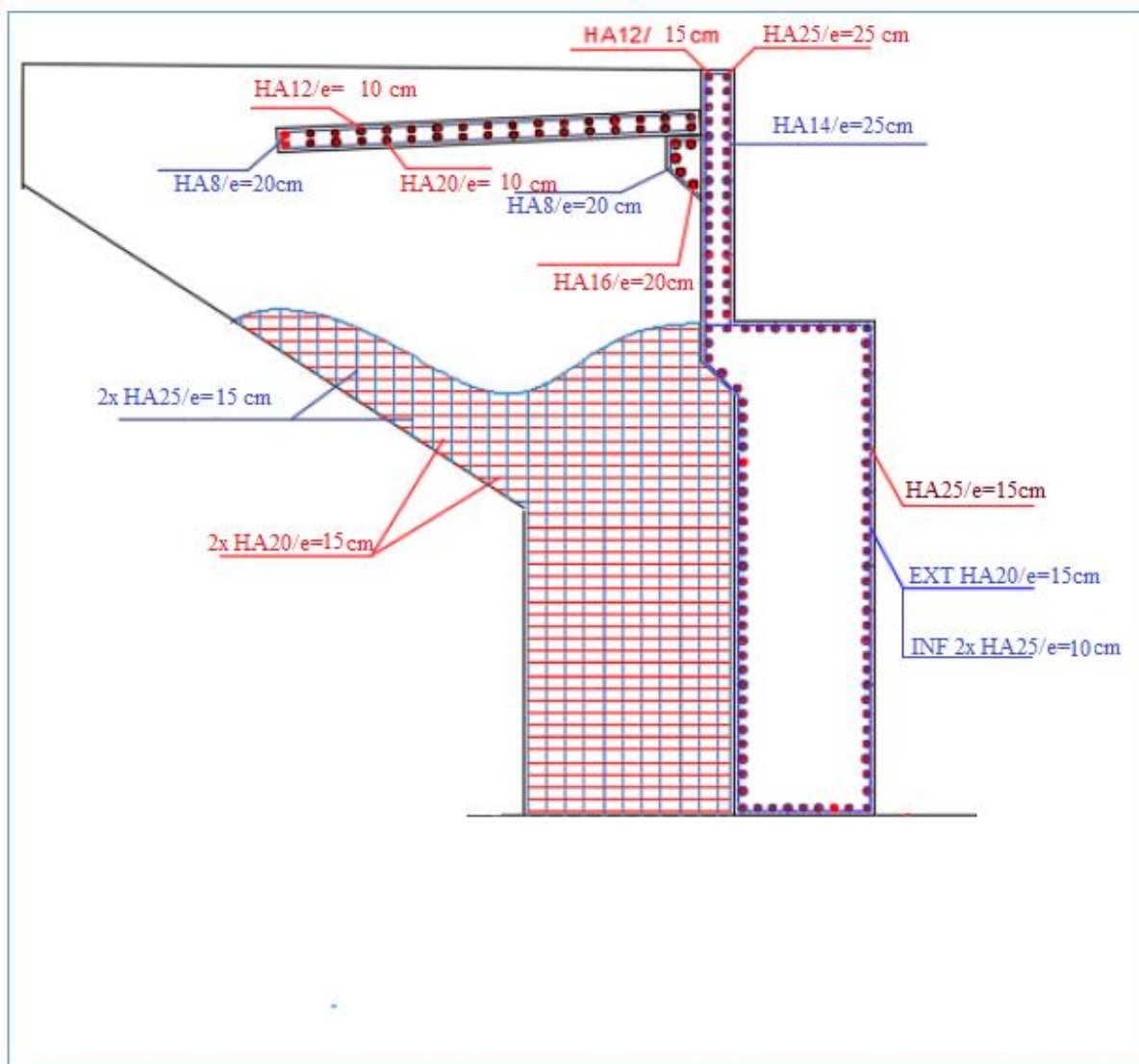


Figure XIII-5: ferrailage de la culée

XIII.4.6 LES FONDATIONS

XIII.4.6.1 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 profonde sur des pieux forés avec tubage récupéré (forage à sec) sans refoulement du sol. On opte pour une fondation mixte (**pieux + semelle de liaison**).

XIII.4.6.2 DETERMINATION DU NOMBRE DES PIEUX :

D’après le rapport géotechnique, pour ces pieux avec une fiche $D_f=14$ m et un diamètre $D=1.2$ m, la capacité portante nominale ($Q_n = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2} = 308.32 T$), les charges admissibles du pieu sous les différents états limites sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XIII-21: Les charges admissible du pieu

$Q_{Pu}(T)$	$Q_{Su}(T)$	$Q_U(T)$	$Q_c(T)$	$Q_{adm.ELU}(T)$		$Q_{adm.ELS}(T)$	
				ELU.Fond	ELU.Acdd	ELS.Rar	ELS.Fré
308.07	411.27	719.34	441.92	513.82	599.45	315.65	368.26

Le nombre des pieux sous la semelle est déterminé à l’aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{\text{effort maximale}}{\text{capacité portante nominale du pieu}}$$

Donc : $n \geq \frac{2050.28}{308.32} = 6.64$

On prend 8 pieux.

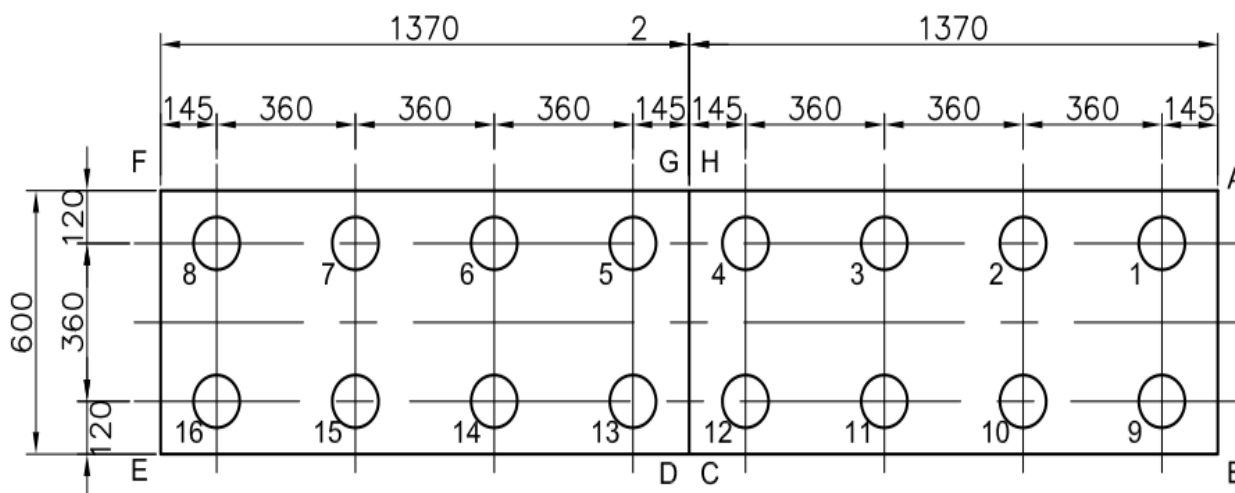


Figure XIII-6: Plan de disposition des pieux sous les deux semelles

XIII.4.6.3 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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_L y}{\sum y^2} \pm \frac{M_T x}{\sum x^2}$$

Avec :

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

- N_i : 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.

Pour notre cas :
$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W_i} W_i = \frac{\sum d_i^2}{d_i} = \frac{1.8^2 \times 8}{1.8} = 14.4$$

Tableau XIII-22: Effort revenant à chaque pieux pour chaque combinaison

Combinaison		W_i	$R_{i \max}$ (T)	$R_{i \min}$ (T)
ELU	$N_U^{max} (T)$	2764.05	461.29	229.71
	$M_U^{corssp} (T.m)$	-1667.42		
	$M_U^{max} (T.m)$	-1790.28	466.98	218.33
	$N_U^{corssp} (T)$	2741.28		
ELS	$N_S^{max} (T)$	2050.28	342.43	170.13
	$M_S^{corssp} (T.m)$	-1240.52		
	$M_S^{max} (T.m)$	-1332.67	346.69	161.6
	$N_S^{corssp} (T)$	2033.21		
ELA	$N_A^{max} (T)$	1944.82	533.91	-47.4
	$M_A^{corssp} (T.m)$	-4187.65		
	$M_A^{max} (T.m)$	-4222.45	535.62	-50.83
	$N_A^{corssp} (T)$	1939.15		

❖ Vérification des pieux :

Tableau XIII-23: Vérification des pieux

ELU		ELS		ELA	
$Q_{adm.ELU} = 513.8$		$Q_{adm.ELS} = 368.26$		$Q_{adm.ELA} = 599.45$	
R_{max}	466.98	R_{max}	346.69	R_{max}	535.62
R_{min}	218.33	R_{min}	161.6	R_{min}	-50.83
$R_{max} < Q_{adm.ELU}$ 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.4.6.4 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 :

L : entraxe des deux files de pieux (L=3.6 m)

b : épaisseur du mur frontal (b=1.4 m)

d : hauteur utile de la semelle (d=1.45 m)

On a :
$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.45}{1.8 - 0.35} = 1$$

Donc :
$$\alpha = 45^\circ \geq 45^\circ$$

$$h = 1.5 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.45 \text{ m} \quad (\text{Les deux conditions sont vérifiées})$$

a) Armatures transversales inferieures :

Tableau XIII-24: Paramètres de calcul

b (m)	h _s (m)	∅ _{pieu} (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Fe MPa	d (m)	L'(m)
1.4	1.50	1.20 m	2.15	0.75	500	1.45	2.7

On a :
$$A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{L_i}{h}$$

Tableau XIII-25: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons

γ _s	ELS	1.15	σ _s =333.33 MPa
	ELU	1.5	σ _s =434.78 MPa
	ELA	1	σ _s =500 MPa

Tableau XIII-26: Calcul la section d'armatures

Combinaison	N° FILE	N _i (T)	L _i (m)	σ _s (MPa)	A _i (cm ²)
ELU	1	466.98	0.75	434.78	55.55
	2	218.33	2.15		74.45
ELS	1	346.69	0.75	333.33	53.79
	2	161.6	2.15		71.88
ELA	1	535.62	0.75	500	55.40
	2	-50.83	2.15		15.73
A=Max (A_i)					74.45/L'

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre \varnothing des pieux et de la hauteur h de la semelle ($L' = \varnothing + h = 2.7 \text{ m}$) Donc :

$$A = 27.59 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend 7 HA25 (} A_1 = 34.36 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A'_1 \geq \frac{A}{3} = \frac{74.51}{3} = 24.83 \text{ cm}^2 . \quad \text{On prend 6 HA25 (} A_1 = 29.45 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

b) 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.

$$A_2 \geq \frac{A_1}{3} = 11.45 \text{ cm}^2 . \quad \text{On prend 7 HA16 (} A_2 = 14.07 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures :

$$A_3 \geq \frac{A_1}{4} = 8.59 \text{ cm}^2 . \quad \text{On prend 7 HA14 (} A_3 = 10.78 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_4 \geq \frac{A_1}{4} = 8.59 \text{ cm}^2 . \quad \text{On prend 6 HA16 (} A_4 = 12.06 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

d) Armatures latérales :

$$A_5 \geq \frac{A}{4} = 7.45 \text{ cm}^2 . \quad \text{On prend 7HA12 (} A_5 = 7.89 \text{ cm}^2 \text{) avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en HA14 (chaise / m²).

e) Plan de ferrailage :

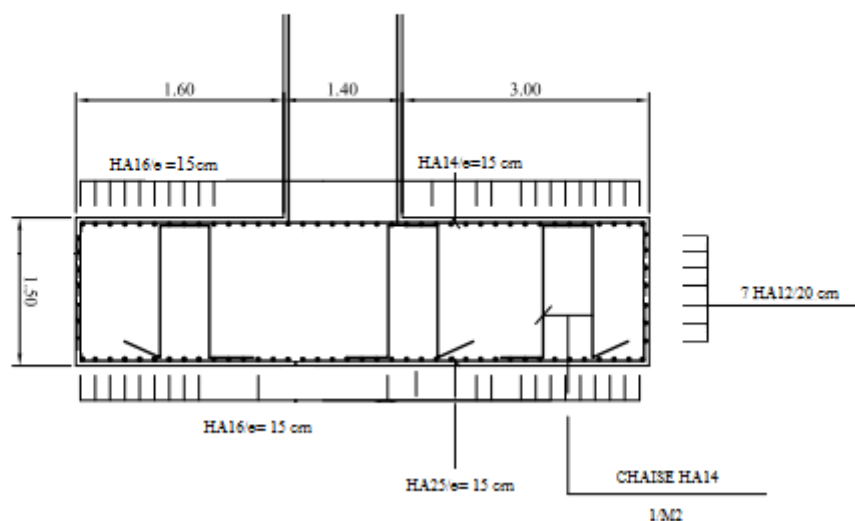


Figure XIII-7: plan de ferrailage de la semelle sous la culée

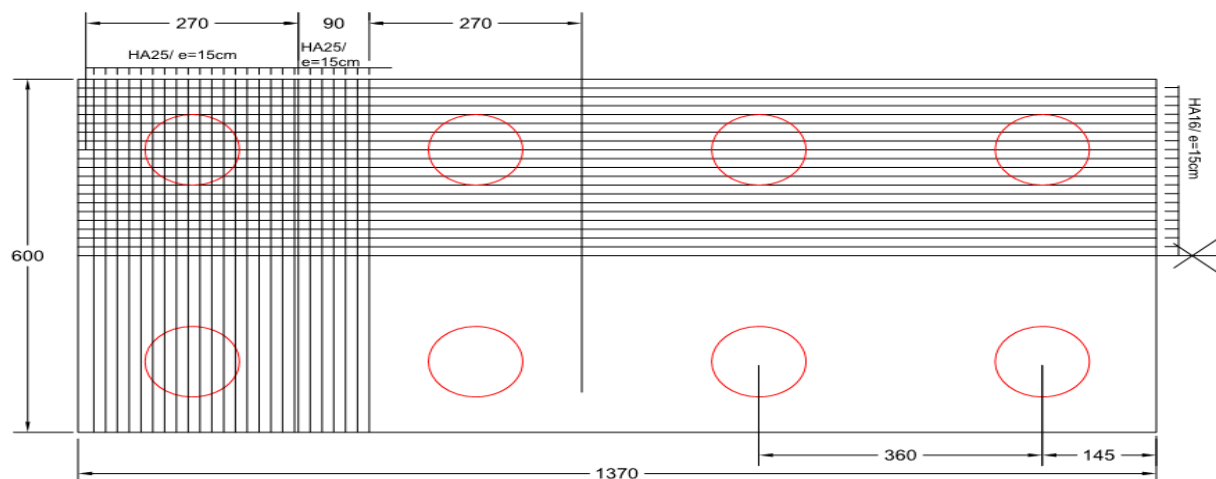


Figure XIII-8: Plan de ferrailage de la nappe inférieure

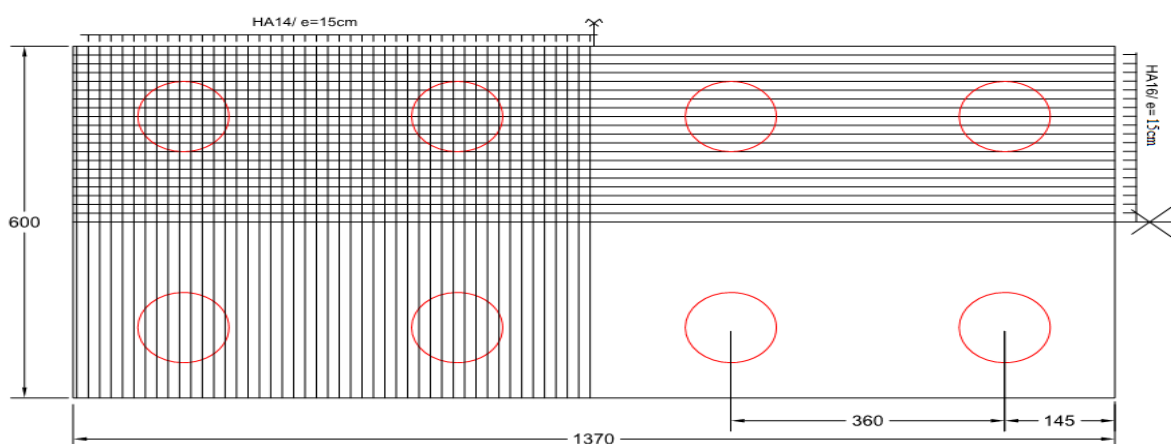


Figure XIII-9: Plan de ferrailage de la nappe supérieure

XIII.4.6.5 ETUDE ET FERRAILAGE DES PIEUX :

a) Action 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 :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u + by = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m

c_u : module de réaction du sol ; $c_u = 10 \text{ Kg/cm}^3$

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

Avec :

I : moment d'inertie du pieu ; $I = \pi \frac{D^4}{64} = \pi \frac{120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

E : module d'élasticité du béton ; $E=33000 \text{ MPa}$

- **Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10 \times 120}{4 \times 330000 \times 10.17 \times 10^6}} = 0.307 \text{ m}^{-1}$$

Donc : $\lambda \times L = 0.307 \times 14 = 4.3$ L : hauteur du pieu (14 m).

- b) **Effort tranchant en tête du pieu :**

Condition normale :

- Freinage : $H_{Bc} = 28.5 \text{ T}$
- Poussée des surcharges : $H = 37.02 \text{ T}$

Donc : $\bar{P} = \frac{65.52}{8} = 8.19 \frac{\text{T}}{\text{pieu}}$

Condition sismique :

- Séisme : $F_L = 147.69 \text{ T}$
- Poussée des surcharges : $H = 59.81$

Donc : $\bar{P} = \frac{207.5}{8} = 25.93 \frac{\text{T}}{\text{pieu}}$

- f) **Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = EI\theta_0 = 0$$

Alors : $\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

Avec :

\bar{M} : moment en tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: données par les abaques de WARNER en fonction $\lambda \times L$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

- Détermination des paramètres $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

On a :

Tableau XIII-27: les paramètres de WARNER

$\lambda \times L$	4	4.3	6
$\chi_{\theta M}$	1.26	X	1.45
$\chi_{\theta P}$	1.54	Y	1.65

Par interpolation on trouve :

$$\mathbf{X = 1.29} \qquad \mathbf{Y = 1.55}$$

Donc : $\chi_{\theta M} = 1.29$ $\chi_{\theta P} = 1.55$

On résume les valeurs du moment dans le tableau :

Tableau XIII-28: Calcul du moment sur pieu

Condition normale	$\bar{P} = 8.19 \frac{T}{\text{pieu}}$	$\bar{M} = -\frac{1.55}{1.29} \times \frac{8.19}{0.307} = -32.05 \text{ T.m}$
Condition sismique	$\bar{P} = 25.93 \frac{T}{\text{pieu}}$	$\bar{M} = -\frac{1.55}{1.29} \times \frac{25.93}{0.307} = -101.48 \text{ T.m}$

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables.

c) 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.

On a : $N_{max} = 535.62 \text{ T.m}$ $M_{max} = 101.48 \text{ T.m}$

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.07}{1.2} = 0.05. \text{ (Abaque de WALTHER 156)}$$

Et : $\frac{M_r}{\pi.R^2.D.\beta_\omega} = \frac{101.48 \times 10^{-2}}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.02$

$$\frac{N_r}{\pi.R^2.\beta_\omega} = \frac{535.62 \times 10^{-2}}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.17$$

D'après l'abaque de WALTHER (n°156), on tire la valeur du degré mécanique des armatures :

$$\omega = 0.20$$

$$A_s = \frac{\pi.R^2.\beta_\omega.\omega}{f_e} = \frac{3.14 \times 0.6^2 \times 27 \times 0.2}{500} \times 10^4 = 122.08 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{s.min} = 1\% \text{ Surface du pieu}$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 1200^2}{4} = 11304 \text{ cm}^2 \qquad A_{s.min} = 113.04 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

On prend **25HA25** ($A_s = 122.72 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 15 cm**.

➤ **ARMATURES TRANSVERSALES (CERCES) :**

On prend comme armatures transversales des **cerces de HA12** avec un espacement de **St=10 cm** dans les zones critiques **$H = 2.4 \text{ m}$** (zone de recouvrement) et des **cerces HA16** avec un espacement **St=1.9 m** dans la zone courante (zone intermédiaire).

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Cette étude du pont route à poutres précontraintes par adhérence, basé sur une théorie scientifique des matériaux concernés l'ouvrage aux états limites, nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. 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.

Pour restreindre notre étude, nous nous sommes focalisés directement sur les données fournis par l'entreprise de réalisation. La difficulté majeure que nous avons eue dans ce mémoire est que le maître d'œuvre n'a pas encore terminé l'étude de l'APD de ce viaduc et qu'il n'utilise que la modélisation et le calcul automatique lors de sa conception de l'ouvrage.

Pour faire face à ce problème , nous avons été obligés de consulter toutes les normes de constructions mentionnée dans cet mémoire et de faire contacter le bureau technique de l'entreprise pour échanger les idées et évaluer les solutions proposées .

Cependant, nous avons fait de notre mieux pour réunir les éléments essentiels qui serviront de document de référence à nos lecteurs, cadets, chercheurs et à toute personne souhaitant concrétiser ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✓ BENREDOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- ✓ Cours mécaniques des sols 4ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger
- ✓ Cours de 4ème béton précontrainte, Mr. BELAOURA, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger
- ✓ BPEL91 Révisé 99 (Le Fascicule 62 Titre II, section II)
- ✓ Règles BAEL91 révisé 99 : (Fascicule n° 62 (titre I, section I))
- ✓ Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales, Août 1997, RÉF.4149, p 55-75.
- ✓ CALGARO J. A. & Bernard-Gély A., Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.
- ✓ CHAUSSIN. R. Béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 1992.
- ✓ Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, France, Juin 2003.
- ✓ Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer, France, Septembre 2009.
- ✓ Documents SETRA (Pont-route à poutre préfabriquées précontrainte par adhérence PRAD)
- ✓ Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- ✓ EURO CODE 2, Calcul des structures en béton, Bruxelles, 2004, p 250.
- ✓ Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics, Alger, Algérie, 27 Juin 2009.

- ✓ Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- ✓ THONIER. H., Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, France, 1992.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES MASTER

- ✓ A.PLUMIER « **Pathologie Et Réparations Structurelles Des Constructions Partie III** » ArGenCo, édition 2006.
- ✓ Avis technique, CSTB, 2008
- ✓ Document technique SIKA El-Djazair année2002.
- ✓ J.A.CALGARO, maintenance et réparation des ponts, ENPC, année 1997.
- ✓ J.V.MIRANDA, techniques et systèmes de renfort des structure en béton 2004
- ✓ Association mondiale de la Route « Etude Sur Les Actions De Réhabilitations Des Ponts En Béton » 2005.

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE A.1

I DONNEES CLIMATIQUES

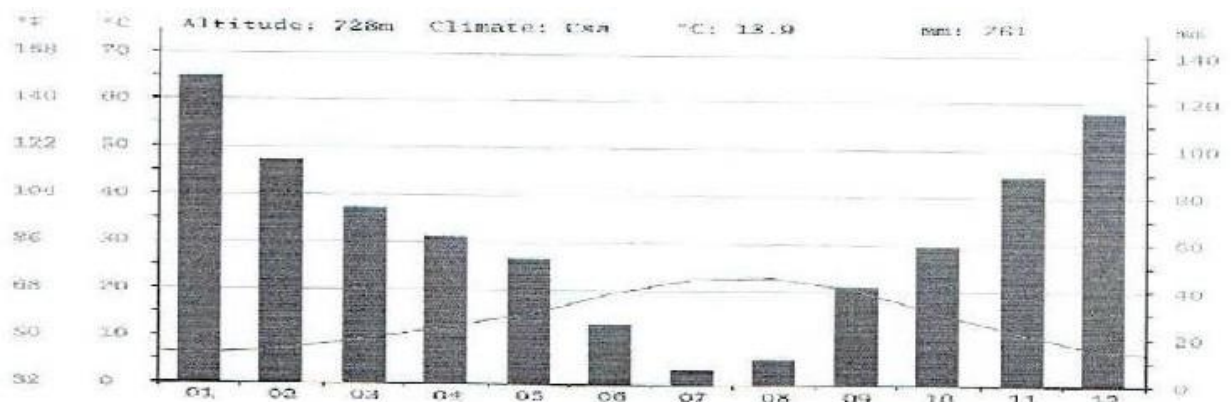


Figure A-1: Précipitations annuelles

Des précipitations moyennes de 6 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Le mois de janvier, avec une moyenne de 130 mm, affiche les précipitations les plus importantes.

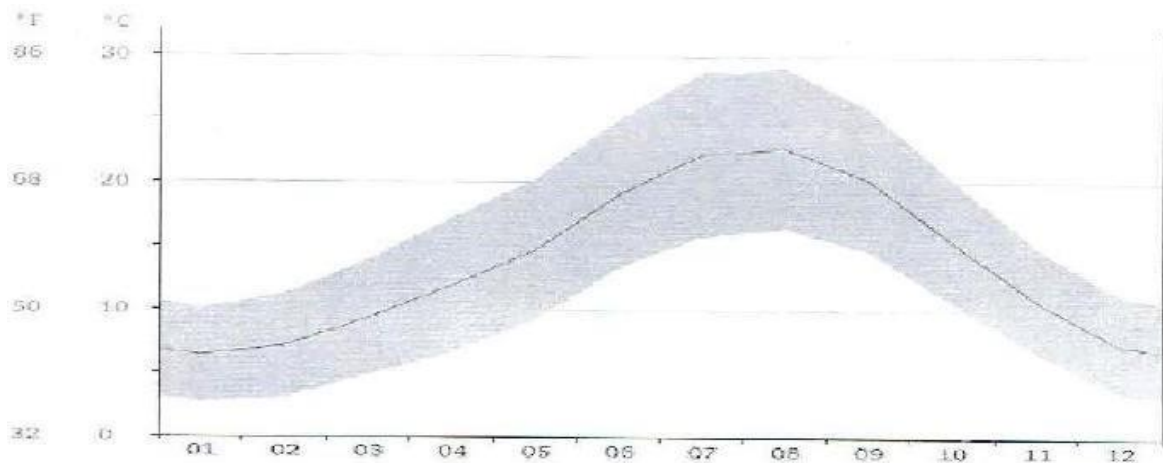


Figure A-2: Températures annuelles

Avec une température moyenne de 22.7 °C, le mois d'aout est le plus chaud de l'année. Au mois de janvier, la température moyenne est de 6.3 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

ANNEXE A.2

II DONNEES GEOLOGIQUES



Figure A-3: La carte géologique

Les formations géologiques sont constituées comme suit :

- Quaternaire :

Q : Terre arable, formation de pente, alluvions anciennes des terrasses et Quaternaire indéterminé.

- Nappe numidienne.

gn: barre de grès grossiers à intercalation argileuse.

- Nappe de Djimla :

Des alternances de marnes esquilleuses à nodules ferrugineux puis de calcaires et marno-calcaires en bancs épais et localement bitumineux.

Marnes noirs à boules jaunes intercalées par des bancs décimétriques de Marno-calcaire.

ANNEXE A.3

III DONNEES GEOTECHNIQUES

III.1 LES ECHANTILLIONS DES SONDAGES

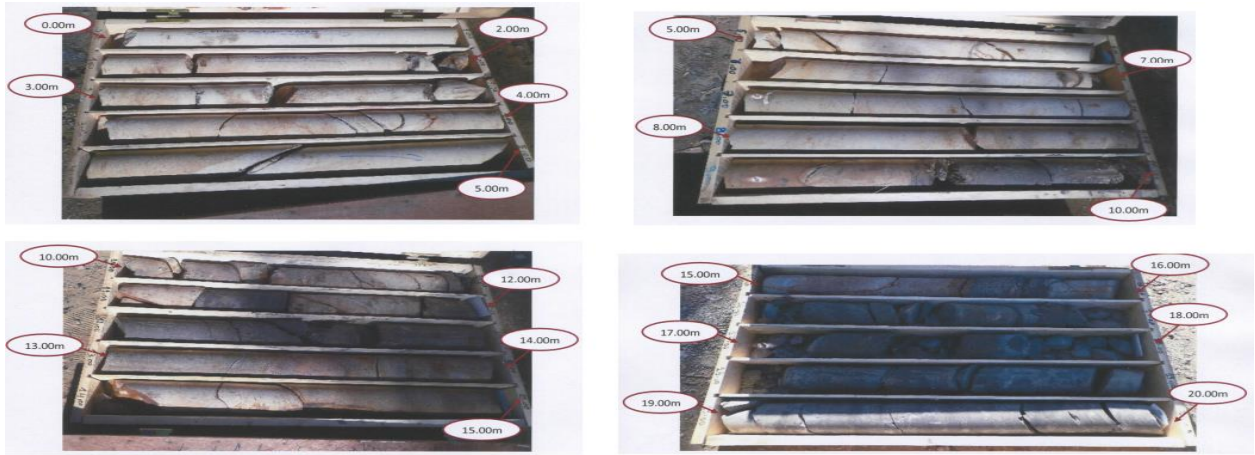


Figure A-III-1:Échantillon du S-OA25-1 (PK56+991)

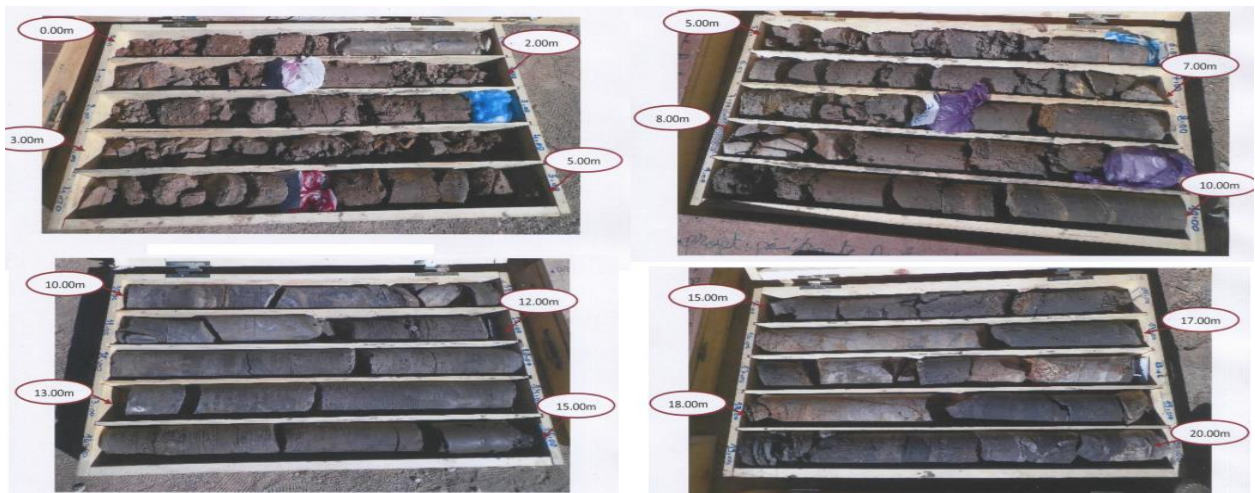


Figure A-4:Échantillon du S-OA25-2 (PK57+050)

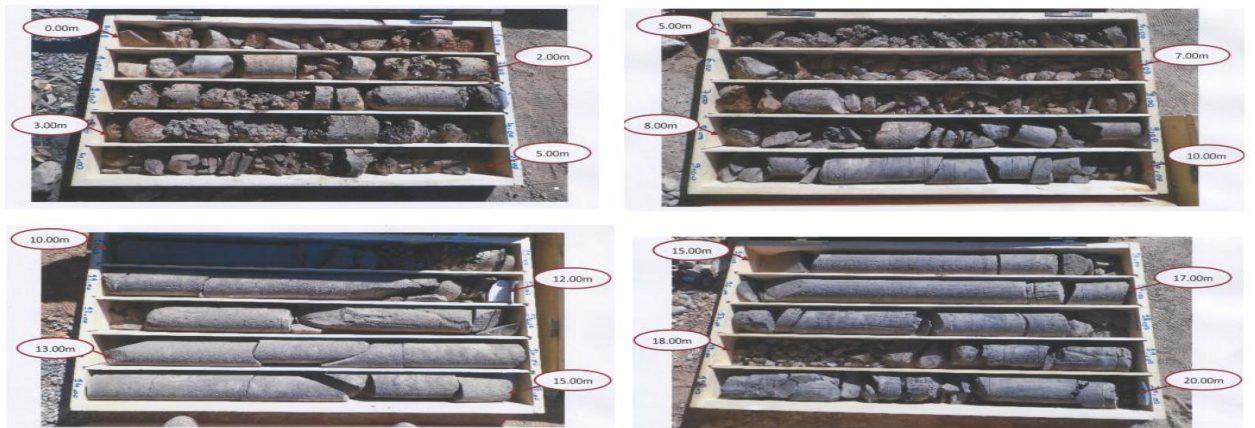


Figure A-5:Échantillon du S-OA25- 3(PK57+150)

III.2 INTERPRETATION DES ESSAIS IN SITU

a) Résultat Essai de pénétration standard « SPT » :

Les sondages carottés sont accouplés par des essais SPT chaque 3.00m et sont données dans le tableau suivant :

Tableau A-1 : Observations des essais SPT

N° Sondages	Profondeur (m)	n1	n2	n3	N	Observation
S-0A25	1.50 - 1.95	14	17	19	36	Compact
	3.00 - 3.45	20	24	28	52	Très Compact
	4.50 - 4.95	30	33	37	70	Très Compact
	6.00 - 6.45	32	38	43	81	Très Compact
	7.70 - 7.95	35	42	50	92	Très Compact

b) Résultats des essais pressiométriques :

Les tableaux suivants donnent les caractéristiques mécaniques mesurées dans les forages :

- Au niveau de SP (01) (S-0A25-1) :**

Tableau A-2 : Résultats de l'essai pressiométrique au niveau de SP (01) (S-0A25-1)

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite PL en (Bars)	E/PL
2.00	169.00	11.00	15.00
4.00	1278.00	29.00	44.00
6.00	1256.00	34.00	37.00
8.00	1228.00	34.00	36.00
10.00	1531.00	39.00	39.00
12.00	1627.00	39.00	42.00
14.00	1861.00	44.00	42.00
16.00	1289.00	35.00	37.00
18.00	1262.00	35.00	36.00
20.00	1328.00	35.00	38.00

- Au niveau de SP (02) (S-0A25-2) :**

Tableau A-3 : Résultats de l'essai pressiométrique au niveau de SP (02) (S-0A25-2)

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite PL en (Bars)	E/PL
2.00	338.00	13.00	26.00
4.00	576.00	15.00	38.00
6.00	348.00	17.00	05.00
8.00	424.00	19.35	22.00
10.00	336.00	20.00	17.00
12.00	427.00	18.00	24.00
14.00	466.00	20.00	23.00
16.00	503.00	22.00	23.00
18.00	284.00	22.00	13.00
20.00	326.00	18.00	18.00
22.00	321.00	22.00	15.00
24.00	436.00	22.00	20.00

- **Au niveau de SP (03) (5-0A25-3) :**

Tableau A-4: Résultats de l'essai pressiométrique au niveau de SP (03) (S-0A25-3)

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite PL en (Bars)	E/PL
2.00	306.00	'10.00	31.00
4.00	338.00	13.00	26.00
6.00	287.00	14.00	21.00
8.00	279.00	16.00	17.00
10.00	289.00	16.00	18.00
12.00	279.00	17.00	16.00
14.00	380.00	20.00	19.00
16.00	543.00	22.00	25.00
18.00	758.00	24.00	32.00
20.00	771.00	24.00	32.00

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	$L = \text{environ } 0,55 \text{ LT}$
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	Profilés 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	$0,13 + \frac{(LT - L)}{26}$ au droit des poutres principales $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 250 kg / m ³

Figure B-1 : Tableau pour le pré-dimensionnement selon le guide de conception durable

ANNEXE C

ANNEXE C.1

I CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

- 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 : $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B_{nette}}$

I.1 POUTRE SANS HOURDIS

$$B_{brute} = \sum B = 5656 \text{ cm}^2$$

$$B_{nette} = 95\% B_{brute} = 5373.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{/\Delta brute} = \sum S = 439530.1 \text{ cm}^2$$

$$S_{/\Delta nette} = 95\% S_{brute} = 417553.595 \text{ cm}^2$$

$$I_{/\Delta brute} = \sum I/\Delta = 57802648.302 \text{ cm}^4$$

$$I_{/\Delta nette} = I_{/\Delta brute} - 10\% I_{/\Delta nette} = 90\% I_{/\Delta brute} = 52022383.472 \text{ cm}^4$$

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = \frac{417553.595}{5373.2} = 77.71 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 190 - 77.71 = 112.29 \text{ cm}$$

$$I_G = I(\Delta) \text{ brute} - (S(\Delta) \text{ brute} \cdot V') = 57802648.302 - (439530.1 \cdot 77.71) = 23646764.231 \text{ cm}^4$$

$$I_{G\text{nette}} = I_{G\text{brute}} - 10\% I_{G\text{brute}} = 90\% I_{G\text{brute}} = 21282087.808 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I_{G\text{nette}}}{B_{\text{nette}}} = \frac{21282087.808}{5373.2} = 3960.78 \text{ cm}^2 \rightarrow i = \mathbf{62.94 \text{ cm}}$$

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_{G\text{nette}}}{V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}} = \frac{21282087.808}{112.29 \cdot 77.71 \cdot 5373.2} = \mathbf{0.45}$$

I.2 POUTRE AVEC HOURDIS

$$B_{\text{brute}} = \sum B = 9396 \text{ cm}^2$$

$$B_{\text{nette}} = 95\% B_{\text{brute}} = 8926.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{brute}} = \sum S = 1191267.76 \text{ cm}^2$$

$$S_{/\Delta\text{nette}} = 95\% S_{\text{brute}} = 1131704.37 \text{ cm}^2$$

$$I_{/\Delta\text{brute}} = \sum I_{/\Delta} = 209053235 \text{ cm}^4$$

$$I_{/\Delta\text{nette}} = I_{/\Delta\text{brute}} - 10\% I_{/\Delta\text{brute}} = 90\% I_{/\Delta\text{brute}} = 188147911.5 \text{ cm}^4$$

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = \frac{1153680.76}{8926.2} = 126.78 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 212 - 126.78 = 85.22 \text{ cm}$$

$$I_G = I(\Delta) \text{ brute} - (S(\Delta) \text{ brute} \cdot V') = 209053235 - (1214400.8 \cdot 126.78) = 55091501.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{G\text{nette}} = I_{G\text{brute}} - 10\% I_{G\text{brute}} = 90\% I_{G\text{brute}} = 49582351.41 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I_{G\text{nette}}}{B_{\text{nette}}} = \frac{49582351.41}{8926.2} = 5554.69 \text{ cm}^2 \rightarrow i = \mathbf{74.52 \text{ cm}}$$

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_{G\text{nette}}}{V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}} = \frac{49582351.41}{85.22 \cdot 126.78 \cdot 8926.2} = \mathbf{0.51}$$

ANNEXE D

ANNEXE D.1

I CLASSIFICATION DU PONT

Tableau D-1 : Classe d'un pont 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 CHARGES DUES AU TRAFIC

II.1 SYSTEME DE CHARGE A(L)

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

Calcul de La charge finale $A_2(l)$:

➤ Une voie chargée :

$$A_2(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur voies chargées} = 1 \times 0.98 \times 1 \times 3.5 = \mathbf{3.43 \text{ Tonnes/ml}}$$

➤ Deux voies chargées :

$$A_2(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur voies chargées} = 1 \times 0.98 \times 1 \times 7 = \mathbf{6.86 \text{ Tonnes/ml}}$$

➤ Trois voies chargées :

$$A_2(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur voies chargées} = 0.9 \times 0.98 \times 1 \times 10.5 = \mathbf{9.261 \text{ Tonnes/ml}}$$

II.2 SYSTEME DE CHARGE B

a) SYSTEME DE CHARGE Bc :

Tableau D-4 : Coefficients bc

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	-	-	-

➤ Calcul du coefficient de majoration dynamique :

❖ 1 file chargée :

$$b_c=1.2 ; S = 2 \times 30 \times 1.2 = 72 \text{ Tonnes} ; G=836.557\text{tonnes}$$

$$\delta_{Bc1} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{72}} = \mathbf{1.061}$$

❖ 2 files chargées :

$$b_c=1.1 ; S = 4 \times 30 \times 1.1 = 132 \text{ Tonnes} ; G=836.557\text{Tonnes}$$

$$\delta_{Bc2} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{132}} = \mathbf{1.071}$$

❖ 3 files chargées:

$$b_c=0.95 ; S = 6 \times 30 \times 0.95 = 171 \text{ Tonnes} ; G=836.557\text{Tonnes}$$

$$\delta_{Bc3} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{171}} = \mathbf{1.078}$$

b) SYSTEME DE CHARGE Bt :

Tableau D-5 : Coefficients bt

Classe du pont	I	II
b_t	1.2	1.0

➤ Calcul du coefficient de majoration dynamique :

❖ 1 file chargée :

$$b_t=1.2 ; S = 1 \times 32 \times 1.2 = 38.4 \text{ Tonnes} ; G = 836.557\text{Tonnes}$$

$$\delta_{Bt1} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{38.4}} = \mathbf{1.055}$$

❖ 2 files chargées :

$$b_t=1.2 ; S = 2 \times 32 \times 1.2 = 76.8 \text{ Tonnes} ; G = 836.557\text{Tonnes}$$

$$\delta_{Bt2} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{76.8}} = 1.062$$

c) **SYSTEME DE CHARGE Br :**

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

On ne peut disposer qu'une seule roue le long du tablier.

S = 10 Tonnes ; G = 836.557 Tonnes

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{10}} = 1.050$$

II.3 EFFORTS DE FREINAGE

a) **SYTEME DE CHARGE Bc :**

$$\mathbf{Fr_{(Bc)}} = \mathbf{bc} \times \mathbf{Bc}$$

On a : bc=0.95 (Pont classe 1 et Nombre de voies n=3)

$$\mathbf{Fr_{(Bc)}} = \mathbf{0.95} \times \mathbf{30} = \mathbf{28.5 \text{ Tonnes}}$$

b) **SYTEME DE CHARGE A1 :**

$$\mathbf{Fr_{(A1)}} = \frac{\mathbf{A2(l)} \times \mathbf{S}}{\mathbf{20} + \mathbf{0.0035} \times \mathbf{S}}$$

D'où :

S : Surface chargée en m²

$$\mathbf{S} = \mathbf{L_c} \times \mathbf{Longueur} = \mathbf{10.5} \times \mathbf{36} = \mathbf{378 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{A2(l)} = \mathbf{a_1} \times \mathbf{A(l)} \times \mathbf{a_2} = \mathbf{0.9} \times \mathbf{2.3} + \frac{\mathbf{360}}{\mathbf{12+36}} \times \mathbf{1} = \mathbf{8.82 \text{ KN/m}^2} = \mathbf{0.882 \text{ Tonnes/m}^2}$$

$$\mathbf{Fr_{(A)}} = \mathbf{15.63 \text{ Tonnes.}}$$

II.4 CHARGE MILITAIRE Mc120

➤ **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.

S = 1 × 110 = 110 Tonnes ; G = 836.557 Tonnes

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{836.557}{110}} = 1.067$$

ANNEXE D.2

III CHARGES HORS TRAFIC

III.1 ACTIONS THERMIQUES

Le tableau suivant donne températures extrêmes en Algérie :

Tableau D-6 : Températures 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

III.2 ACTION DE VENT

Pour le calcul des efforts liés au vent, la surface latérale soumise à la pression du vent est fonction de la géométrie de l'ouvrage, le tableau suivant donne les différentes épaisseurs du tablier exposées au vent.

Tableau D-7 : Epaisseur du tablier à prendre en compte pour la pression du vent

Dispositif de retenue sur la chaussée	Sur un coté	Sur les deux cotés
Garde-corps ajouté ou glissières	d + 30 cm	d + 60 cm
Garde-corps plein ou muret	d + d1	d + 2d1
Garde-corps ajouté et glissières	d + 60 cm	d + 120 cm

III.3 ACTION SISMIQUE

- Classification des ponts :

Tableau D-8 : Groupe des ponts

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

- Coefficient d'accélération de zone :

Tableau D-9 : Valeur de 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

ANNEXE E.1

I COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE K

I.1 LES TABLEAUX DONNANT K_i POUR $\theta=0.85$

- Les valeurs de K_0 pour $\theta=0.85$:

Tableau E-1 : K_0 pour $\theta=0.85$

Théta=0.85	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.3753	0.3351	1.0539	1.7161	2.0493	1.7161	1.0539	0.3351	-0.3753
b/4	-0.5289	-0.029	0.5074	1.1126	1.7161	2.0259	1.6839	1.0113	0.2705
b/2	-0.4412	-0.1858	0.1081	0.5074	1.0539	1.6839	2.1214	2.0271	1.7181
3b/4	-0.2663	-0.2409	-0.1858	-0.029	0.3351	1.0113	2.0271	3.1979	4.1963
b	-0.0733	-0.2663	-0.4412	-0.5289	-0.3753	0.2705	1.7181	4.1963	7.5588

- Les valeurs de K_1 pour $\theta=0.85$:

Tableau E-2 : K_1 pour $\theta=0.85$

Théta=0.85	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5852	0.7432	0.9723	1.2604	1.442	1.2604	0.9723	0.7432	0.5852
b/4	0.3524	0.4703	0.6517	0.9242	1.2604	1.4941	1.3716	1.1478	0.9678
b/2	0.217	0.3009	0.4343	0.6517	0.9723	1.3716	1.6897	1.6753	1.566
3b/4	0.1409	0.2019	0.3009	0.4703	0.7432	1.1478	1.6753	2.1851	2.4385
b	0.0949	0.1409	0.217	0.3524	0.5852	0.9678	1.566	2.4385	3.5623

I.2 LES TABLEAUX DONNANT K_i POUR $\theta=0.9$

- Les valeurs de K_0 pour $\theta=0.9$:

Tableau E-3 : K_0 pour $\theta=0.9$

Théta=0.9	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.47	1.107	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.470	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5843
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034

- Les valeurs de K_1 pour $\theta=0.9$:

Tableau E-4 : K_1 pour $\theta=0.9$

Théta=0.85	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.138	1.7094	2.2658	2.518
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.518	3.771

I.3 LES TABLEAUX DONNANT K_i POUR $\theta=0.859$

- Les valeurs de K_0 pour $\theta=0.859$:

Tableau E-5 : K_0 pour $\theta=0.859$

Théta=0.859	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.3926	0.3242	1.0520	1.7270	2.0690	1.7270	1.0520	0.3242	-0.3926
b/4	-0.5325	-0.0354	0.5006	1.1115	1.7270	2.0452	1.6923	1.0014	0.2421
b/2	-0.4345	-0.1856	0.1028	0.5006	1.0520	1.6923	2.1351	2.0258	1.6940
3b/4	-0.2529	-0.2340	-0.1856	-0.0354	0.3242	1.0014	2.0258	3.2076	4.2073
b	-0.0547	-0.2529	-0.4345	-0.5325	-0.3926	0.2421	1.6940	4.2073	7.6388

- Les valeurs de K_1 pour $\theta=0.859$:

Tableau E-6 : K_1 pour $\theta=0.859$

Théta=0.859	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.578	0.7375	0.9706	1.2657	1.4529	1.2657	0.9706	0.7375	0.578
b/4	0.3457	0.4636	0.6464	0.9227	1.2657	1.5047	1.3766	1.1460	0.9620
b/2	0.2114	0.2946	0.4278	0.6464	0.9706	1.3766	1.7004	1.6814	1.5663
3b/4	0.1365	0.1965	0.2946	0.4636	0.7375	1.1460	1.6814	2.1996	2.4528
b	0.0915	0.1365	0.2114	0.3457	0.578	0.9620	1.5663	2.4528	3.5998

I.4 LES TABLEAUX DONNANT K_α POUR $\theta=0.859$

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de SATTLER pour obtenir notre cas ($\alpha=0.114$).

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065 - \theta)}{0,663} \right]} \quad \beta = 1 - e^{\frac{0,065 - 0,859}{0,663}} = 0,698$$

- Les valeurs de K_α pour $\theta=0.859$:

Tableau E-7 : $K\alpha$ pour $\theta=0.859$

Théta=0.859	$k\alpha$								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.1794	0.4150	1.0341	1.6257	1.9337	1.6257	1.0341	0.4150	-0.1794
b/4	-0.3396	0.0742	0.5326	1.0701	1.6257	1.9265	1.6230	1.0331	0.4002
b/2	-0.2926	-0.0801	0.1742	0.5326	1.0341	1.6230	2.0396	1.9502	1.6659
3b/4	-0.1673	-0.1394	-0.0801	0.0742	0.4150	1.0331	1.9502	2.9862	3.8220
b	-0.0225	-0.1673	-0.2926	-0.3396	-0.1794	0.4002	1.6659	3.8220	6.7516

- Les valeurs de $K_{0.114}$ en position réel :

Tableau E-8 : $K_{0.114}$ en position réel

Théta=0.859	$k\alpha$								
y	-6.8	-5.1	-3.4	-1.7	0	1.7	3.4	5.1	6.8
P5=0,125b	-0.2595	0.2446	0.7834	1.3479	1.7797	1.7761	1.3285	0.7241	0.1104
P6=0,375	-0.3161	-0.0029	0.3534	0.8014	1.3299	1.7747	1.8313	1.4917	1.0331
P7=0,625b	-0.2300	-0.1098	0.0470	0.3034	0.7246	1.3281	1.9949	2.4682	2.7439
Prive=0,875b	-0.0949	-0.1534	-0.1864	-0.1327	0.1178	0.7167	1.8080	3.4041	5.2868

ANNEXE E.2

II APPLICATION DU CHARGEMENT D240excentré SUR LES LIGNES D'INFLUENCE

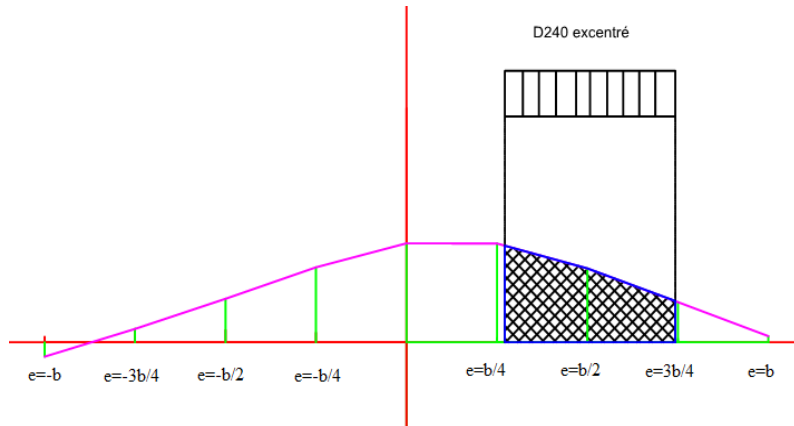


Figure E-1 : Chargement D240excentré sur L_i de la poutre 5

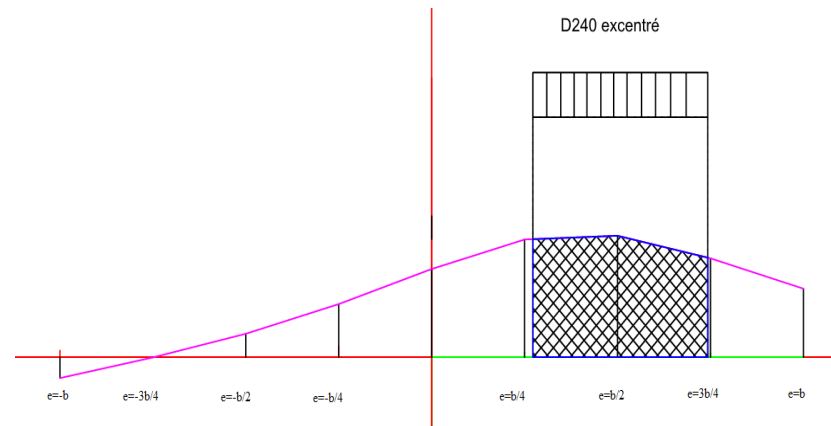


Figure E-2 : Chargement D240excentré sur L_i de la poutre 6

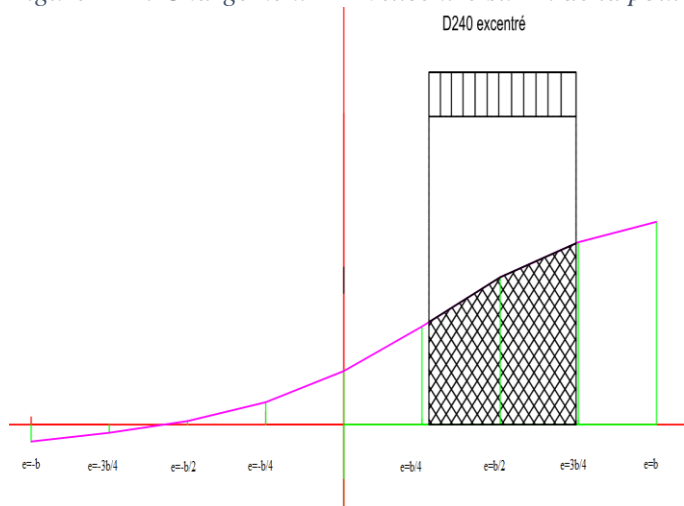


Figure E-3 : Chargement D240excentré sur L_i de la poutre 7

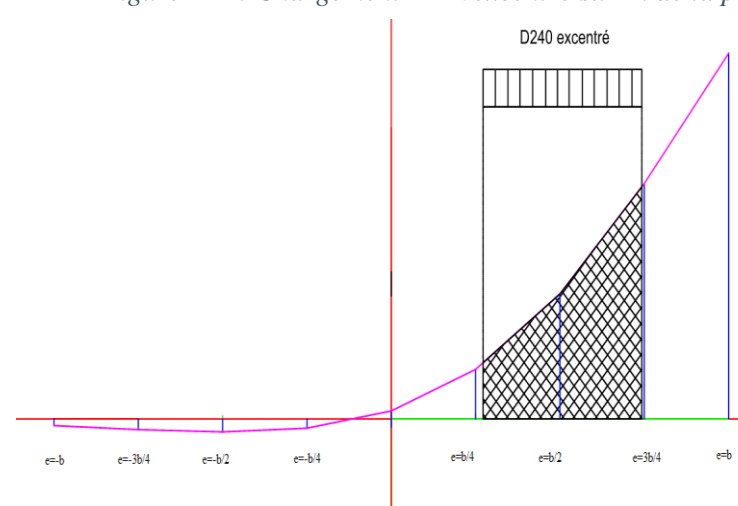


Figure E-4 : Chargement D240excentré sur L_i de la poutre 8

III CALCUL DU COEFFICIENT K_{amoy} POUR CHAQUE POUTRE

Tableau E-9: K_{amoy} de la surcharge A(l)

POUTRE	SURFACE (S : m ²)	LARGEUR CHARGÉE (l : m)	K_{amoy}
A(l) 1 voie chargée			
P5	6.013	3.5	1.71
P6	5.513	3.5	1.57
P7	7.99	3.5	2.28
P8	10.28	3.5	2.93
A(l) 2 voie chargée			
P5	10.552	7	1.50
P6	10.97	7	1.56
P7	11.7	7	1.67
P8	12.214	7	1.75
A(l) 3 voie chargée			
P5	13.043	10.5	1.24
P6	13.13	10.5	1.25
P7	12.65	10.5	1.2
P8	11.8	10.5	1.12

Tableau E-10 : K_{amoy} de la surcharge Bc

Bc 1 voie chargée							
POUTRE	K1		K2				K_{amoy}
P5	1.736		1.74				1.73
P6	1.235		1.7				1.46
P7	2.62		2.17				2.39
P8	4.45		2.41				3.4
Bc 2 voie chargée							
POUTRE	K1	K2	K3	K4			K_{amoy}
P5	1.776	1.779	1.42	1.4			1.59
P6	1.235	1.7	1.8	1.735			1.61
P7	2.62	2.17	2.036	1.27			2.03
P8	4.45	2.41	1.98	0.66			2.37
Bc 3 voie chargée							
Poutre	K1	K	K3	K4	K5	K6	K_{amoy}
P5	1.74	1.73	1.6	1.6	1.03	1	1.44
P6	1.235	1.7	1.8	1.735	1.6	1.03	1.51
P7	2.62	2.17	2.036	1.27	1.097	0.489	1.61
P8	4.45	2.41	1.98	0.66	0.4	0.02	1.64

Tableau E-11 : K_{amoy} de la surcharge Bt

Bt 1 voie chargée			
POUTRE	K1		K_{amoy}
P5	1.736		1.73
P6	1.3		1.52
P7	2.58		2.334

P8	4.179	2.17	3.17		
Bt 2 voie chargée					
POUTRE	K1	K2	K3	K4	K_{amoy}
P5	1.776	1.779	1.341	1.36	1.56
P6	1.3	1.75	1.81	1.54	1.6
P7	2.58	2.106	1.759	1	1.86
P8	4.179	2.17	1.42	0.4	2.04

Tableau E-12 : Kamoy de la surcharge Br

POUTRE	SURFACE CHARGE (S : m ²)	LARGUEUR CHARGÉE (l : m)	K_{amoy}
P5	1.066	0.6	1.77
P6	1.08	0.6	1.8
P7	1.519	0.6	2.53
P8	2.305	0.6	3.84

Tableau E-13 : Kamoy de la surcharge Mc120

POUTRE	SURFACE CHARGE (S : m ²)	LARGUEUR CHARGÉE (l : m)	K_{amoy}
P5	3.142	2	1.57
P6	3.214	2	1.60
P7	3.941	2	1.97
P8	4.548	2	2.27

Tableau E-14 : Kamoy de la surcharge D240

POUTRE	SURFACE CHARGE (S : m ²)	LARGUEUR CHARGÉE (l : m)	K_{amoy}
P5	4.8	3.2	1.50
P6	5.3	3.2	1.65
P7	4.64	3.2	1.45
P8	3.708	3.2	1.05

Tableau E-15 : Kamoy de la surcharge D240 excentré

POUTRE	SURFACE CHARGE (S : m ²)	LARGUEUR CHARGÉE (l : m)	K_{amoy}
P5	4.08	3.2	1.27
P6	5.54	3.2	1.73
P7	6.02	3.2	1.88
P8	6.3	3.2	1.97

ANNEXE E.3

IV RESULTATS DU LOGICIEL DE CALCUL

IV.1 LES DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT

- Sous combinaisons ELU :

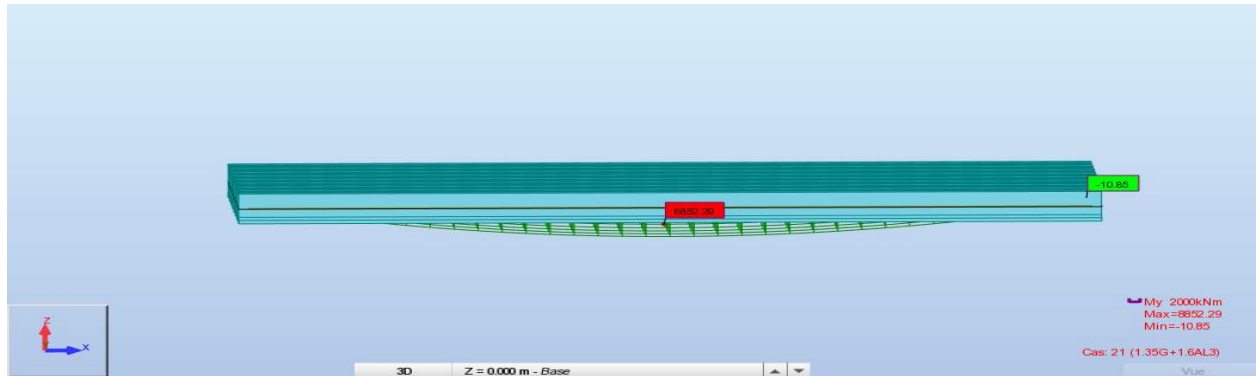


Figure E-5 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison 1.35G+1.6Al

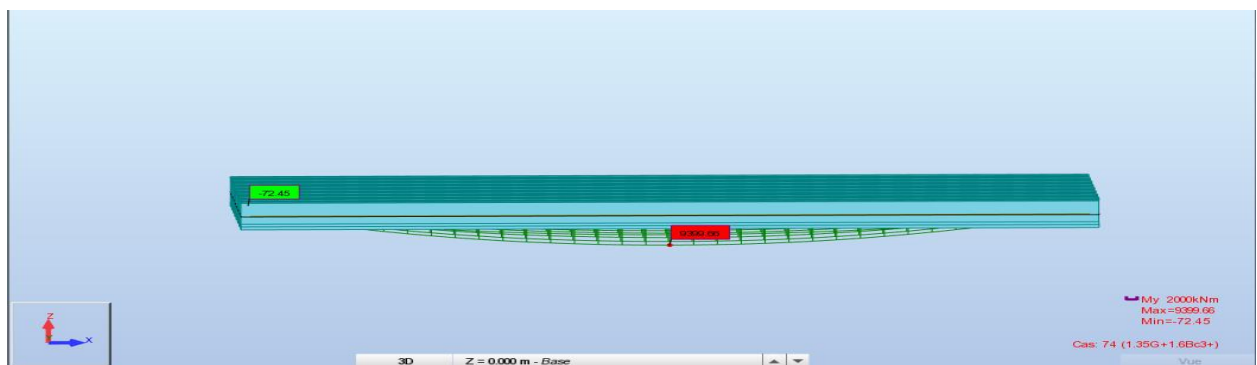


Figure E-6 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison 1.35G+1.6Bc

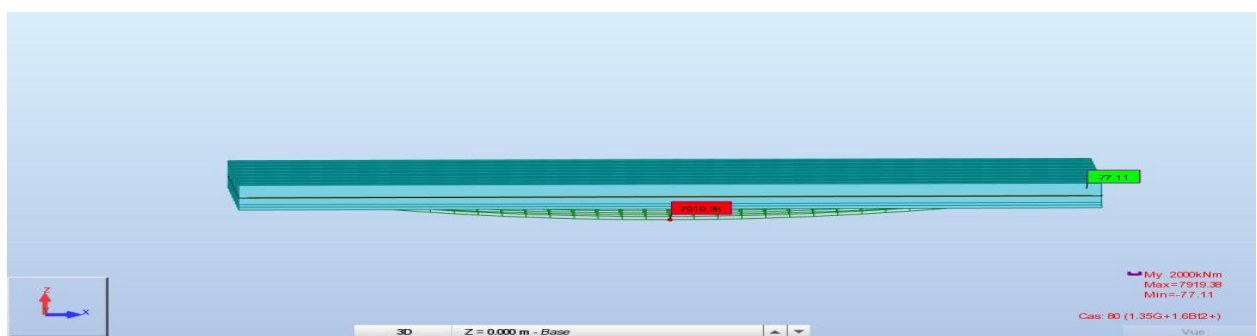


Figure E-7 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison 1.35G+1.6Bt

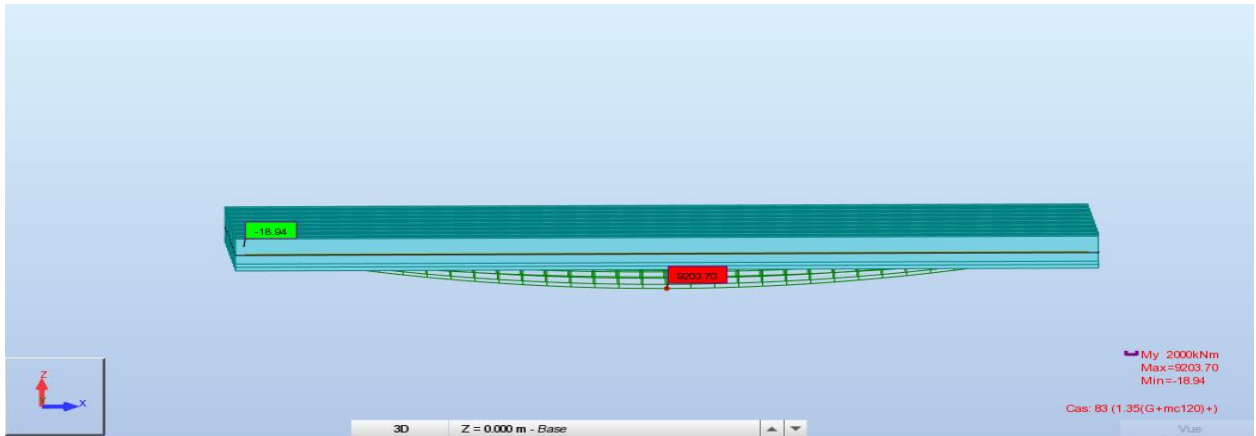


Figure E-8 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison $1.35(G+Mc120)$

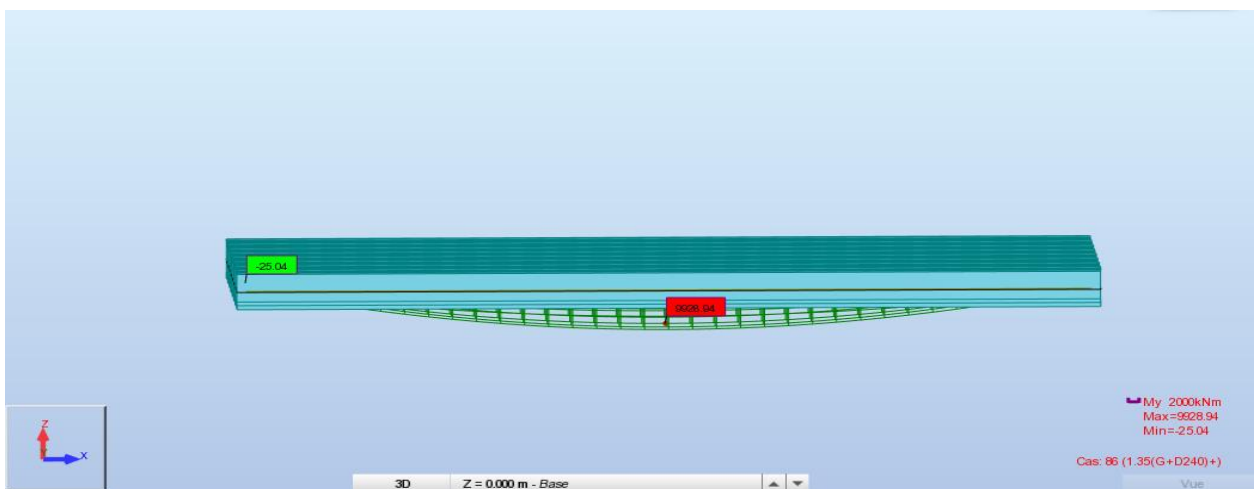


Figure E-9 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison $1.35(G+D240)$

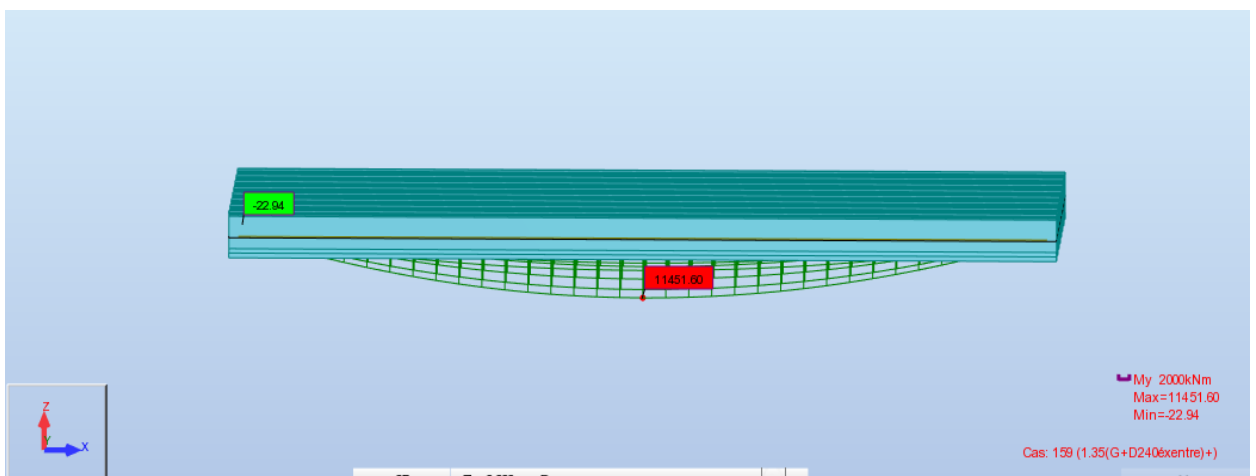


Figure E-10 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison $1.35(G+D240excentré)$

- **Sous combinaisons ELS :**

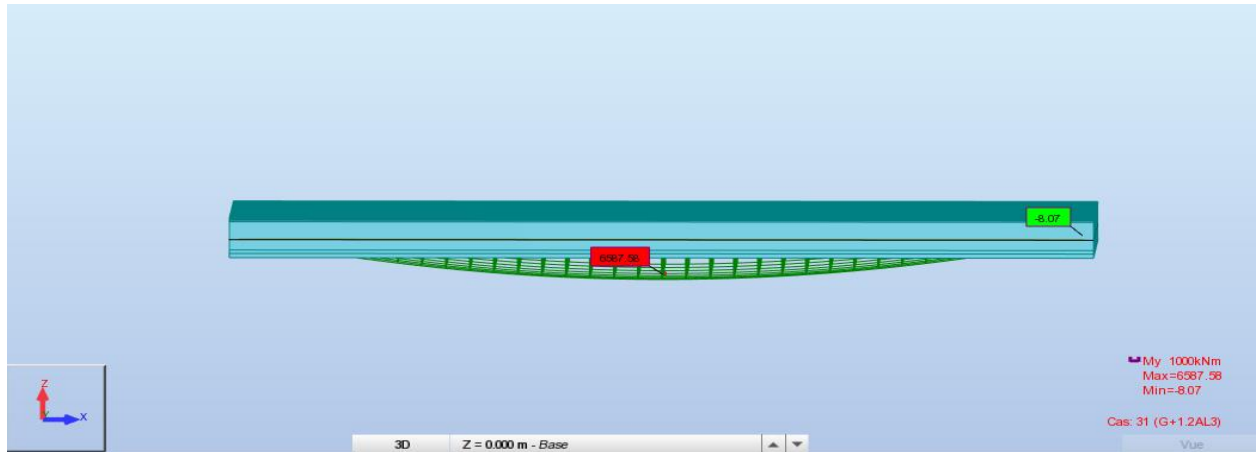


Figure E-11 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+1.2A1

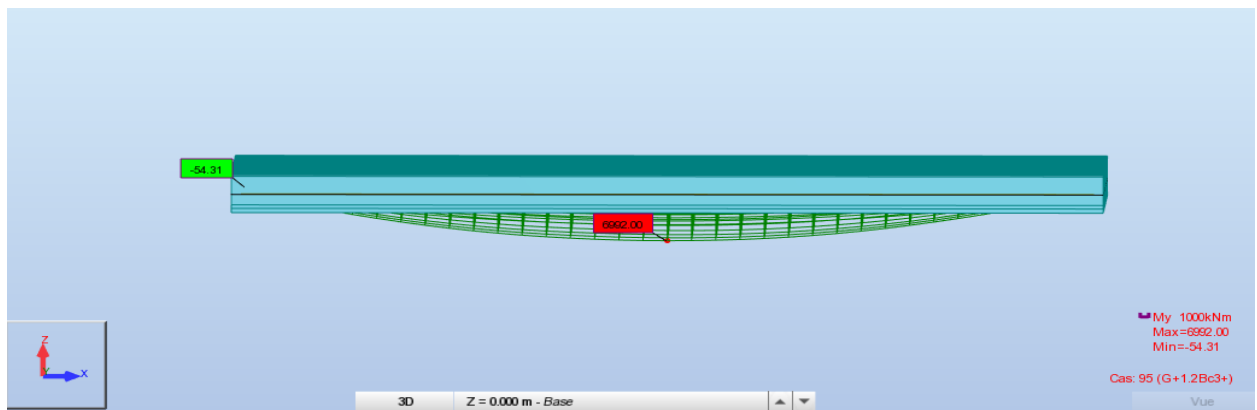


Figure E-12 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+1.2Bc

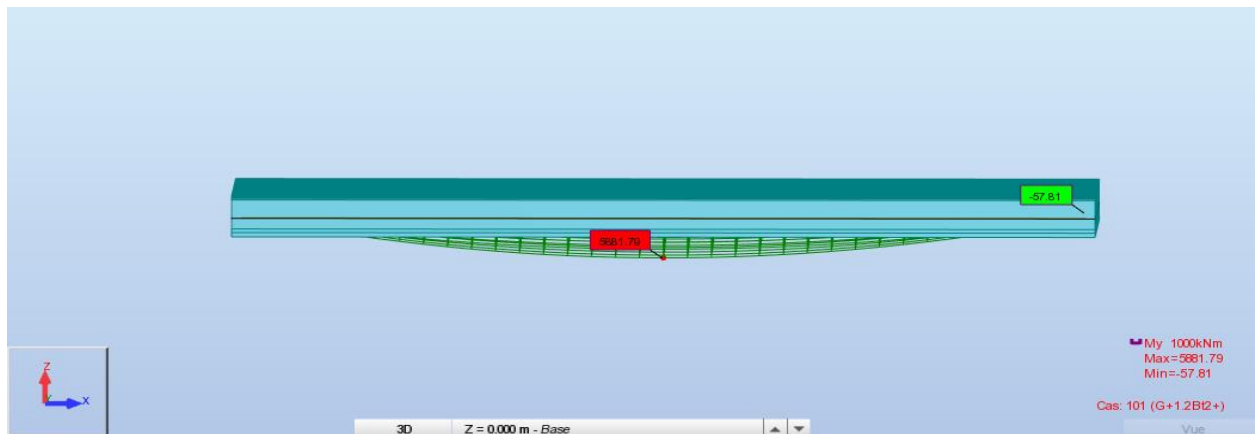


Figure E-13 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+1.2Bt

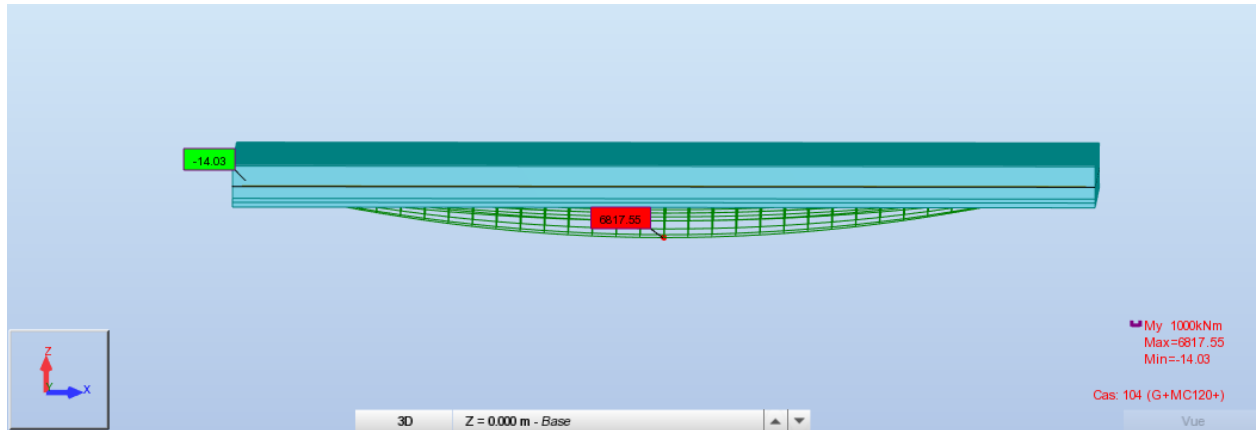


Figure E-14 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+Mc120

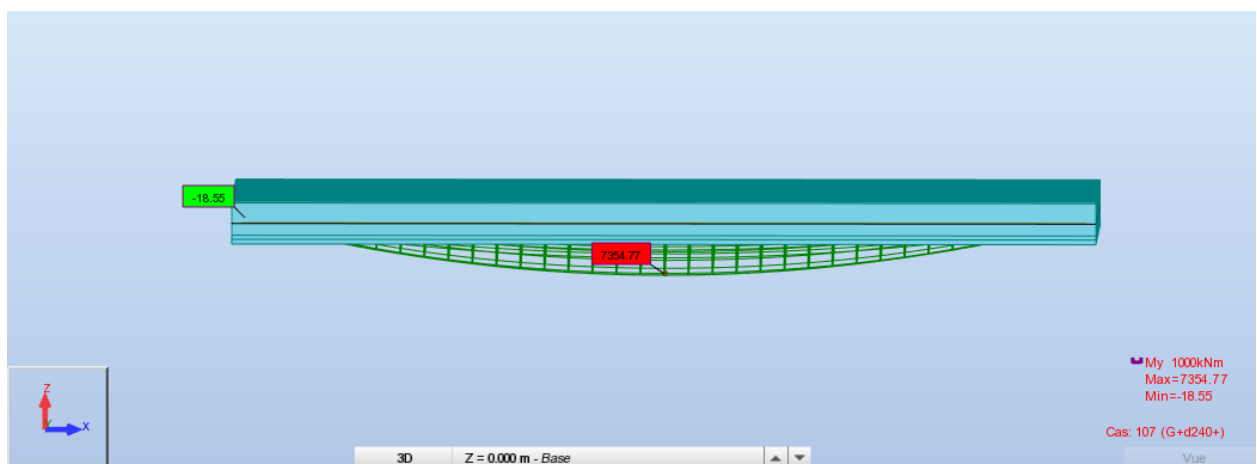


Figure E-15 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+D240

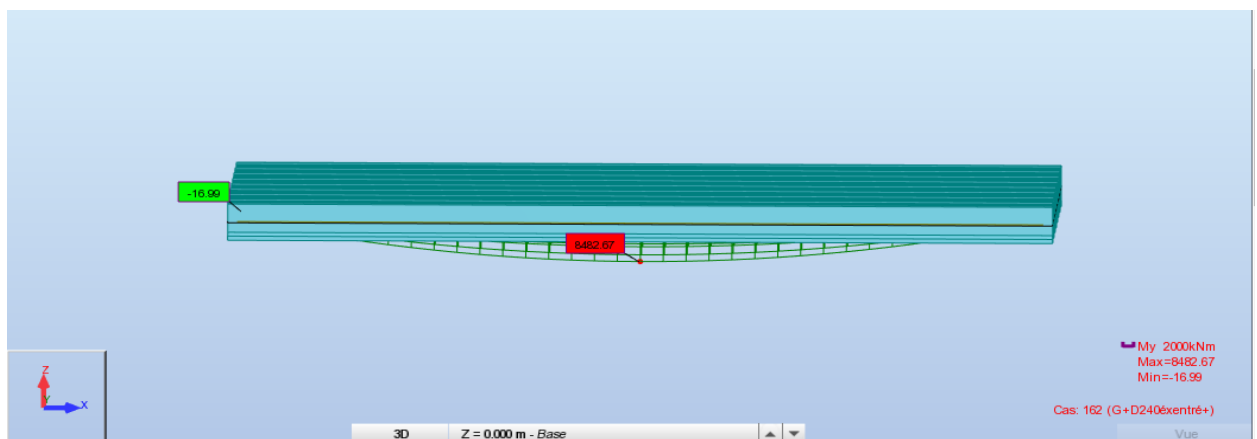


Figure E-16 : Diagramme du moment fléchissant : combinaison G+D240excentré

IV.2 LES DIAGRAMMES DE L'EFFORT TRANCHANT

- Sous combinaisons ELU :

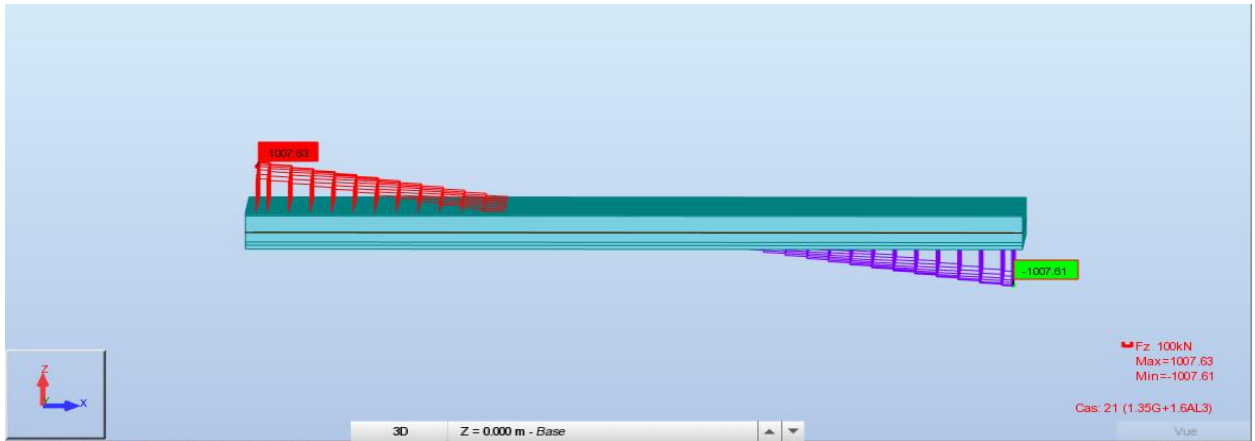


Figure E-17 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35G+1.6Al

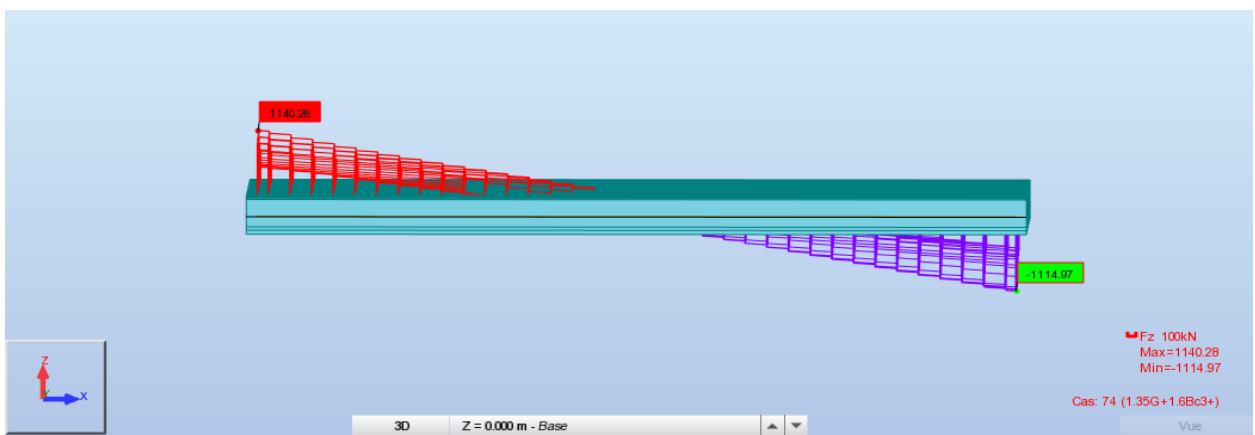


Figure E-18 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35G+1.6Bc

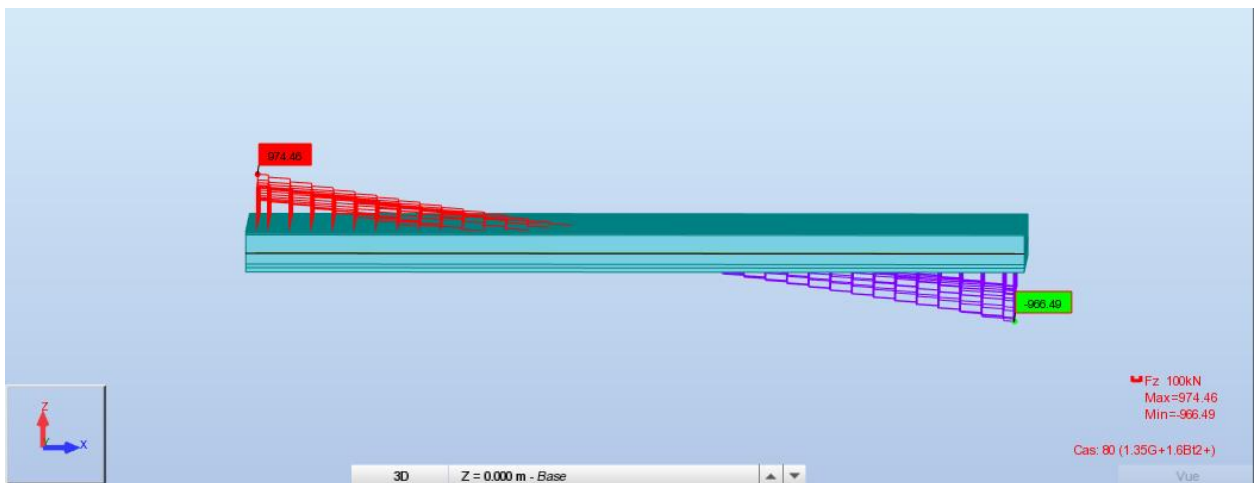


Figure E-19 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35G+1.6Bt

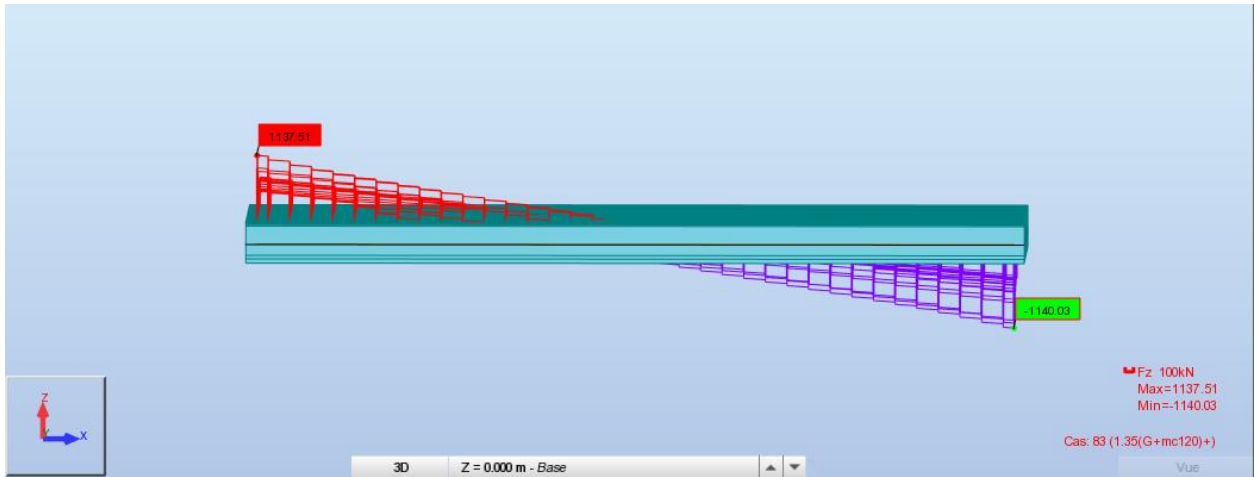
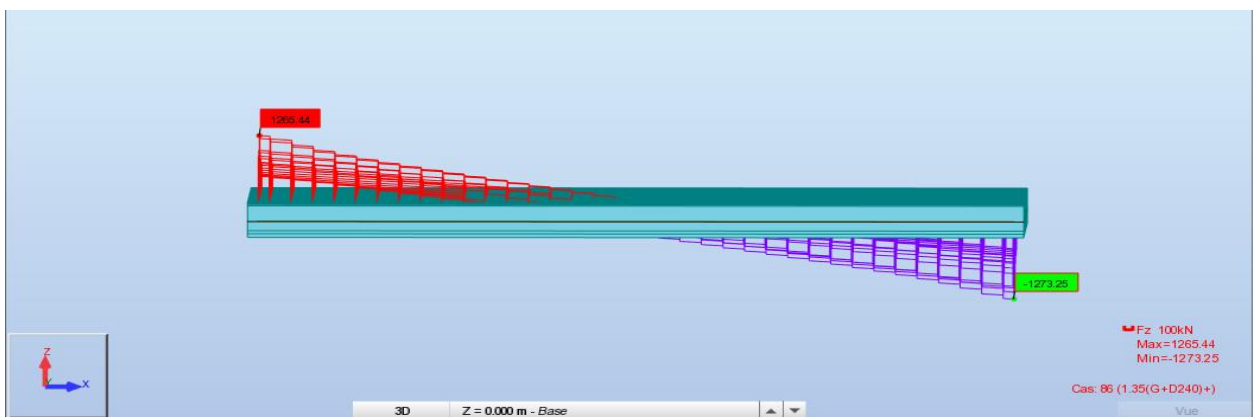


Figure E-20 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35(G+Mc120)



FigureE-21 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35(G+D240)

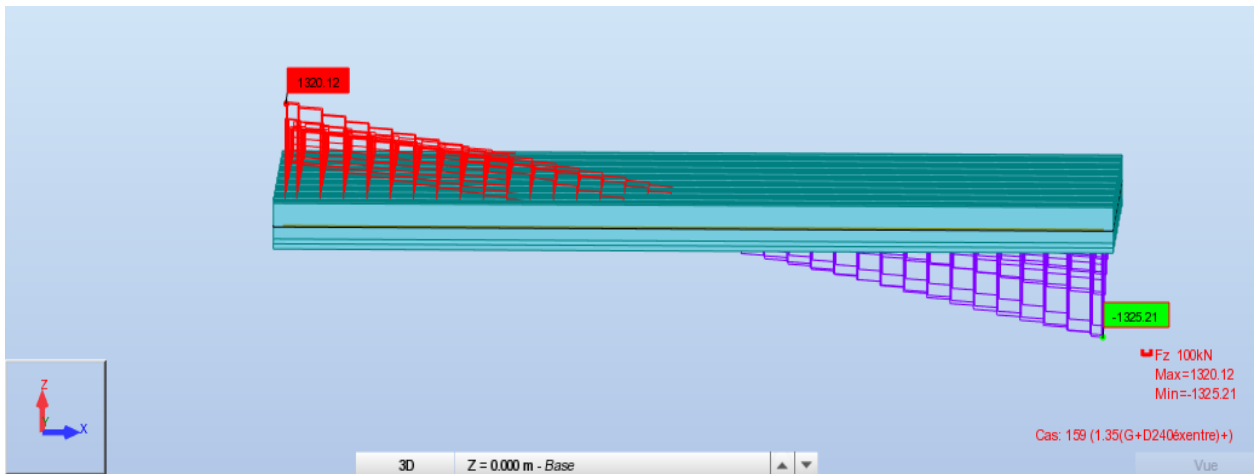


Figure E-22 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison 1.35(G+D240excentré)

- **Sous combinaisons ELS :**

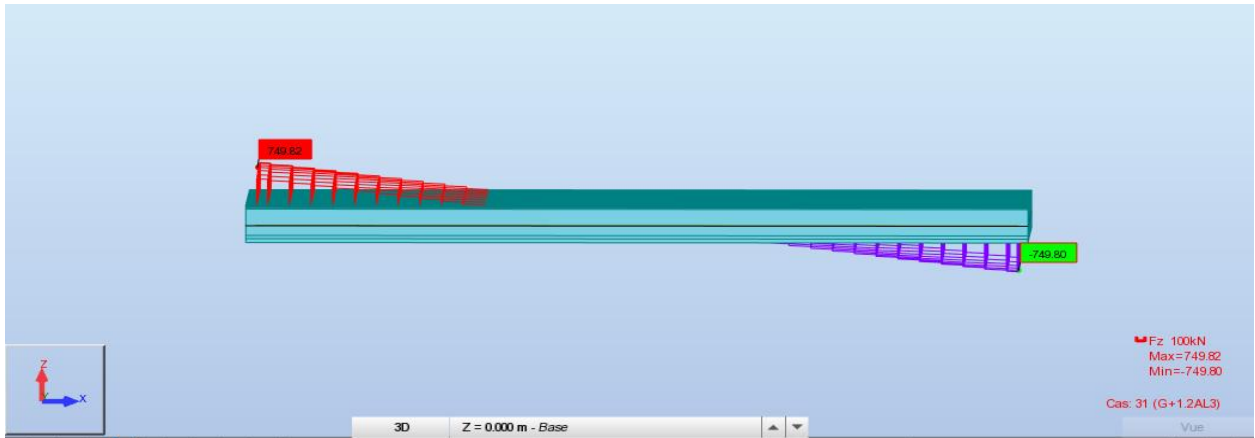


Figure E-23 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+1.2A1

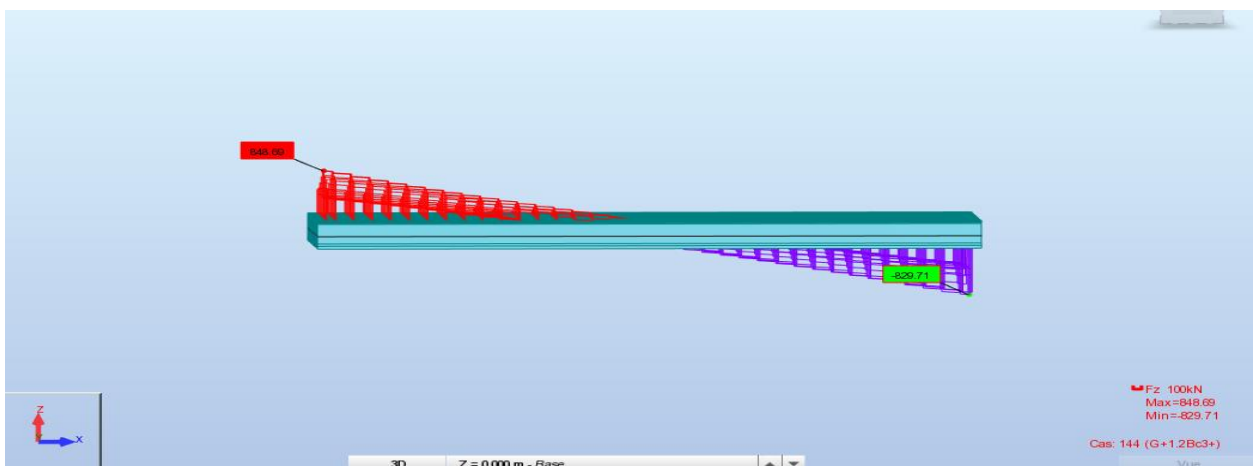


Figure E-24 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+1.2Bc

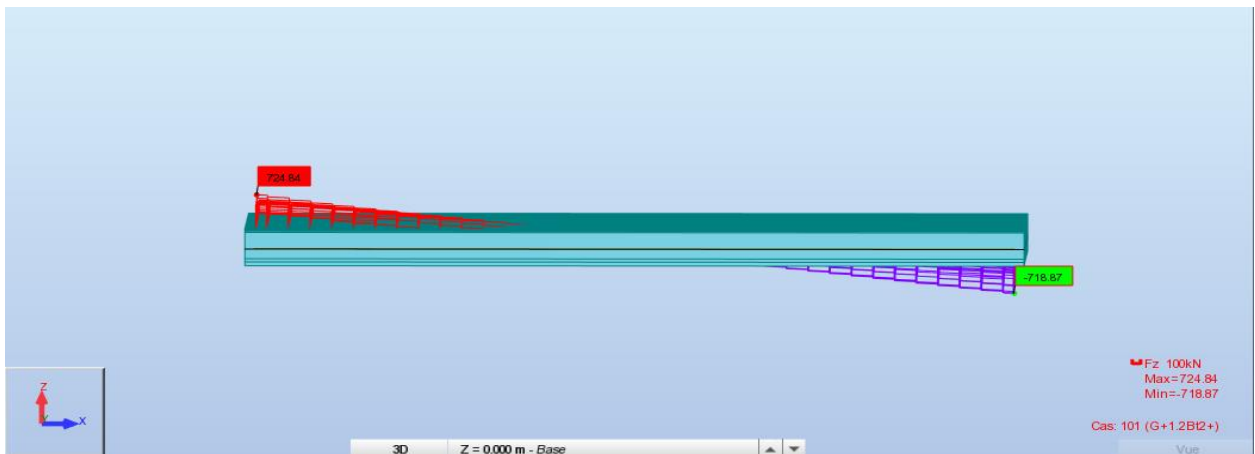


Figure E-25 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+1.2Bt

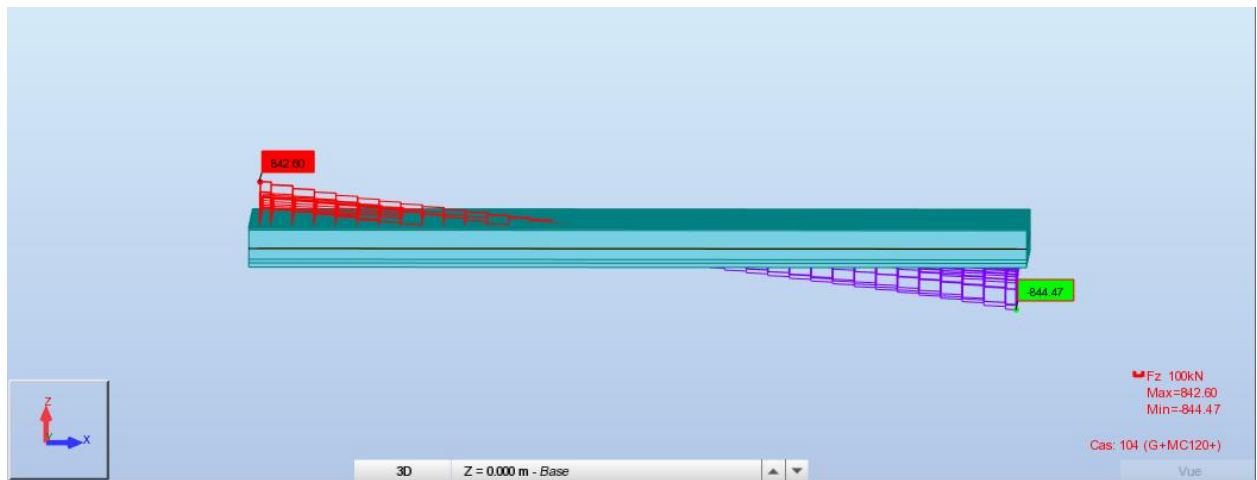


Figure E-26 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+Mc120

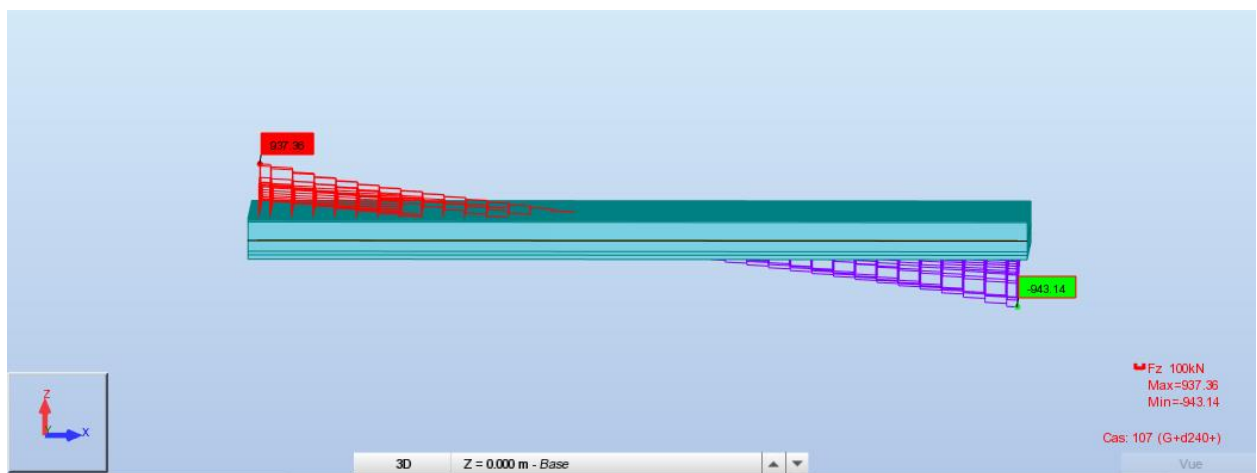


Figure E-27 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+D240

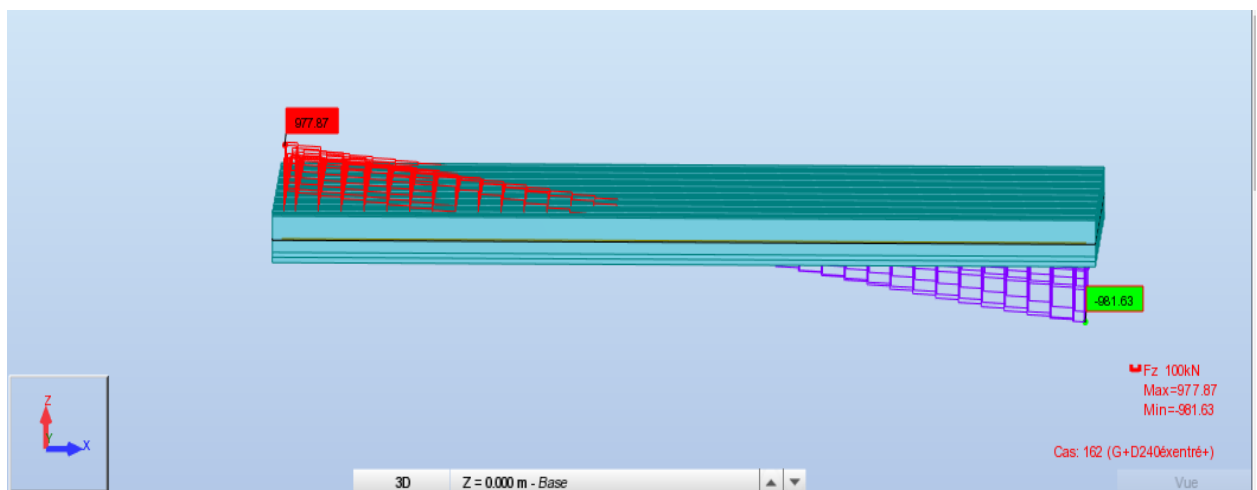


Figure E-28 : Diagramme de l'effort tranchant : combinaison G+D240excentré

ANNEXE F

ANNEXE F.1

I VERIFICATION DES CONTRAINTES LORS LA MISE EN TENSION

I.1 A LA FIN DE LA PREMIERE ETAPE

- **Contraintes dues à la précontrainte P :**

$P = \text{nombre des torons} \times P_0 \times (1 - \% \text{ des pertes})$

$$P = 32 \times 21.7 \times 0.9 = 624.96 \text{ T}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{Bn} = \frac{624.96}{0.53732} = 1163.105 \text{ t/m}^2$$

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte M_p :**

$$e_0 = -(V' - d) = -(77.710 - 7) \Rightarrow e_0 = -70,71 \text{ cm .}$$

$$P = 624.96 \text{ T}$$

$$M_p = P \times e_0 = 624.96 \times (-0.7071) = -441.90 \text{ T.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V}{I} = \frac{-441.90 \times 1.1229}{0.23646} = -2098.53/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V'}{I} = \frac{-441.90 \times 0.7771}{0.23646} = -1452.28 \text{ t/m}^2$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre M_{poutre} :**

$$M_g = \frac{M_{\text{poutre}} \times L^2}{8} = \frac{(0.53732 \times 2.5) \times 36^2}{8} = 217.614 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \times V}{I} = \frac{217.614 \times 1.1229}{0.23646} = 1033.407 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \times V'}{I} = \frac{217.614 \times 0.7771}{0.23646} = 715.16 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{sup.Mp}} + \sigma_{\text{sup.P}} + \sigma_{\text{sup.Mg}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -2098.53 + 1163.105 + 1033.407 = 97.98 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{sup}} = 97.98 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \geq -1.5 f_{t14} = -398 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (Condition vérifiée)

$$\sigma_{\text{inf}} = -\sigma_{\text{inf.Mp}} + \sigma_{\text{inf.P}} - \sigma_{\text{inf.Mg}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1452.28 + 1163.105 - 715.16 = 1900.225 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{inf}} = 1900.225 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{bc} = 2051.4 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (Condition vérifiée)

I.2 A LA FIN DE LA DEUXIEME ETAPE

- **Contraintes dues à la précontrainte P :**

P = nombre des torons \times P0 \times (1- % des pertes)

$$P = 32 \times 21.7 \times 0.9 = 624.96 \text{ T}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{Bn} = \frac{624.96}{0.53732} = 1163.105 \text{ t/m}^2$$

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte M_p :**

$$e_0 = -(V' - d) = -(77.710 - 7) \Rightarrow e_0 = -70,71 \text{ cm .}$$

$$P = 624.96 \text{ T}$$

$$M_p = P \times e_0 = 624.96 \times (-0.7071) = -441.90 \text{ T.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V}{I} = \frac{-441.90 \times 1.1229}{0.23646} = -2098.53/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V'}{I} = \frac{-441.90 \times 0.7771}{0.23646} = -1452.28\text{t/m}$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre $M_{\text{poutre+hourdis}}$:**

$$M_g = \frac{M_{\text{poutre}} \times L^2}{8} = \frac{(0.53732 + 1.7 \times 0.22) \times 2.5 \times 36^2}{8} = 369.08 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \times V}{I} = \frac{369.08 \times 1.1229}{0.23646} = 1752.68 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \times V'}{I} = \frac{369.08 \times 0.7771}{0.23646} = 1212.94 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{sup.Mp}} + \sigma_{\text{sup.P}} + \sigma_{\text{sup.Mg+hourdis}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -2098.53 + 1163.105 + 1752.68 = 817.25 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{sup}} = 817.25 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \geq -1.5f_{t14} = -450 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (**Condition vérifiée**)

$$\sigma_{\text{inf}} = -\sigma_{\text{inf.Mp}} + \sigma_{\text{inf.P}} - \sigma_{\text{inf.Mg+hourdis}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1452.28 + 1163.105 - 1212.94 = 1402.445 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{inf}} = 1402.445 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{bc} = 2400 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (**Condition vérifiée**)

I.3 A LA FIN DE LA TROISIEME ETAPE

- **Contraintes dues à la précontrainte P :**

P = nombre des torons \times P0 \times (1- % des pertes)

$$P = 32 \times 21.7 \times 0.75 = 520.8 \text{ T}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{Bn} = \frac{520.8}{0.89262} = 583.45 \text{ t/m}^2$$

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte M_p :**

$$e_0 = -(V' - d) = -(1.2678 - 0.07) \Rightarrow e_0 = -1.1978 \text{ cm.}$$

$$P = 520.8 \text{ T}$$

$$M_p = P \times e_0 = 520.8 \times (-1.1978) = -623.81 \text{ T.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V}{I} = \frac{-623.81 \times 0.8522}{0.55091} = -964.96/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V'}{I} = \frac{-623.81 \times 1.2678}{0.55091} = -1435.56 \text{ t/m}$$

- **Contraintes dues au poids propre de la poutre $M_{\text{poutre+hourdis}}$:**

$$M_g = \frac{M_{\text{poutre}} \times L^2}{8} = \frac{(0.53732 + 1.7 \times 0.22) \times 2.5 \times 36^2}{8} = 369.08 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \times V}{I} = \frac{369.08 \times 0.8522}{0.55091} = 570.92 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \times V'}{I} = \frac{369.08 \times 1.2678}{0.55091} = 849.35 \text{ t/m}^2$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{sup.Mp}} + \sigma_{\text{sup.P}} + \sigma_{\text{sup.Mg+hourdis}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -964.96 + 583.45 + 570.92 = 189.41 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{sup}} = 189.41 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \geq -1.5f_{t14} = -450 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (**Condition vérifiée**)

$$\sigma_{\text{inf}} = -\sigma_{\text{inf.Mp}} + \sigma_{\text{inf.P}} - \sigma_{\text{inf.Mg+hourdis}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1435.56 + 583.45 - 849.35 = 1169.66 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{\text{inf}} = 1169.66 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{bc} = 2400 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (**Condition vérifiée**)

I.4 A LA FIN DE LA QUATRIEME ETAPE

- **Contraintes dues à la précontrainte P :**

P = nombre des torons $\times P_0 \times (1 - \% \text{ des pertes})$

$$P = 32 \times 21.7 \times 0.75 = 520.8 \text{ T}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{Bn} = \frac{520.8}{0.89262} = 583.45 \text{ t/m}^2$$

- **Contraintes dues au moment de la précontrainte M_p :**

$$e_0 = -(V' - d) = -(1.2678 - 0.07) \Rightarrow e_0 = -1.1978 \text{ cm.}$$

$$P = 520.8 \text{ T}$$

$$M_p = P \times e_0 = 520.8 \times (-1.1978) = -623.81 \text{ T.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V}{I} = \frac{-623.81 \times 0.8522}{0.55091} = -964.96/m^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'}{I} = \frac{-623.81 \times 1.2678}{0.55091} = -1435.56 \text{ t/m}$$

- Contraintes dues au poids propre de la poutre $M_{p+h+super}$:

$$M_{g+h+sup} = 461.93 \text{ T.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{g+h+sup} \times V}{I} = \frac{461.93 \times 0.8522}{0.55091} = 714.55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{g+h+sup} \times V'}{I} = \frac{461.93 \times 1.2678}{0.55091} = 1063.03 \text{ t/m}^2$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = \sigma_{sup.Mp} + \sigma_{sup.P} + \sigma_{sup.Mg+hourdis}$$

$$\sigma_{sup} = -964.96 + 583.45 + 714.55 = 333.04 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{sup} = 333.04 \frac{T}{m^2} \geq -1.5f_{t14} = -450 \frac{T}{m^2}$ (Condition vérifiée)

$$\sigma_{inf} = -\sigma_{inf.Mp} + \sigma_{inf.P} - \sigma_{inf.Mg+hourdis}$$

$$\sigma_{inf} = 1435.56 + 583.45 - 1063.03 = 955.98 \text{ T/m}^2$$

Donc : $\sigma_{inf} = 955.98 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_{bc} = 2400 \frac{T}{m^2}$ (Condition vérifiée)

ANNEXE F.2

II CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION :

II.1 SECTION HOMOGENE :

- Section sans hourdis :

$$B_h = B_{nette} + B_{Torons} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{VJ}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000^3 \sqrt{f_{c28}}} = 5.05$$

$$B_h = 5611.52 + (44.48 \times 5.05) = 5836.144 \text{ cm}^2$$

$$S_{/\Delta h} = S_{/\Delta net} + S_{/\Delta T} \times n = 438451.46 + 1050.61 \times 5.05 = 443757.040 \text{ cm}^3$$

$$I_{\Delta h} = I_{\Delta net} + I_T \times n = 57776482.902 + 24823.968 \times 5.05 = 57901843.940 \text{ cm}^4$$

$$V'_{nett} = \frac{S_{/\Delta}}{B_{nett}} = 78.13 \text{ cm}$$

$$V_{nett} = H - V'_{nett} = 190 - 78.13 = 111.87 \text{ cm}$$

$$I_{G_{nett}} = I_{\Delta} - S_{\Delta} \cdot V' = 57776482.902 - 438451.46 \times 78.13 = \mathbf{23520270.332 \text{ cm}^4}$$

$$\rho_{nett} = \frac{I_G}{V \times V' \times B_{nett}} = \frac{23520270.332}{111.87 \times 78.13 \times 5611.52} = \mathbf{47.95\%}$$

$$V'_{hom} = \frac{S_{/\Delta.hom}}{B_{hom}} = 76.04 \text{ cm}$$

$$V_{hom} = H - V'_{nett} = 190 - 76.06 = 113.96 \text{ cm}$$

$$I_{G.hom} = I_{\Delta} - S_{\Delta} \cdot V' = 57901843.940 - 443757.040 \times 76.04 = \mathbf{24158558.61 \text{ cm}^4}$$

$$\rho_{hom} = \frac{I_G}{V \times V' \times B_{hom}} = \frac{24158558.61}{113.96 \times 76.04 \times 5836.144} = \mathbf{47.76\%}$$

- **Section avec hourdis :**

$$B_h = B_{nette} + B_{Torons} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{vj}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}} = 5.05$$

$$B_h = 9351.52 + (44.48 \times 5.05) = 9576.144 \text{ cm}^2$$

$$S_{/\Delta h} = S_{/\Delta net} + S_{/\Delta T} \times n = 1190189.12 + 1050.61 \times 5.05 = \mathbf{1195494.700 \text{ cm}^3}$$

$$I_{\Delta h} = I_{\Delta net} + I_T \times n = 209027069.6 + 24823.968 \times 5.05 = \mathbf{209152430.63 \text{ cm}^4}$$

$$V'_{nett} = \frac{S_{/\Delta}}{B_{nett}} = \mathbf{127.27 \text{ cm}}$$

$$V_{nett} = H - V'_{nett} = 212 - 127.27 = \mathbf{84.73 \text{ cm}}$$

$$I_{G_{nett}} = I_{\Delta} - S_{\Delta} \cdot V' = 209027069.6 - 1190189.12 \times 127.27 = \mathbf{57551700.29 \text{ cm}^4}$$

$$\rho_{nett} = \frac{I_G}{V \times V' \times B_{nett}} = \frac{57551700.29}{84.73 \times 127.27 \times 9351.52} = \mathbf{57.07\%}$$

$$V'_{hom} = \frac{S_{/\Delta.hom}}{B_{hom}} = \mathbf{124.85 \text{ cm}}$$

$$V_{hom} = H - V'_{hom} = 212 - 124.85 = \mathbf{87.15 \text{ cm}}$$

$$I_{G.hom} = I_{\Delta} - S_{\Delta} \cdot V' = 209152430.63 - 1195494.700 \times 124.85 = \mathbf{59894917.335 \text{ cm}^4}$$

$$\rho_{hom} = \frac{I_G}{V \times V' \times B_{hom}} = \frac{59884019.05}{87.15 \times 124.85 \times 9576.144} = \mathbf{57.48\%}$$

ANNEXE F.3

III CALCUL DES ARMATURES PASSIVES :

On montre sur la figure ci-dessous le principe de ferrailage d'une poutre précontrainte.

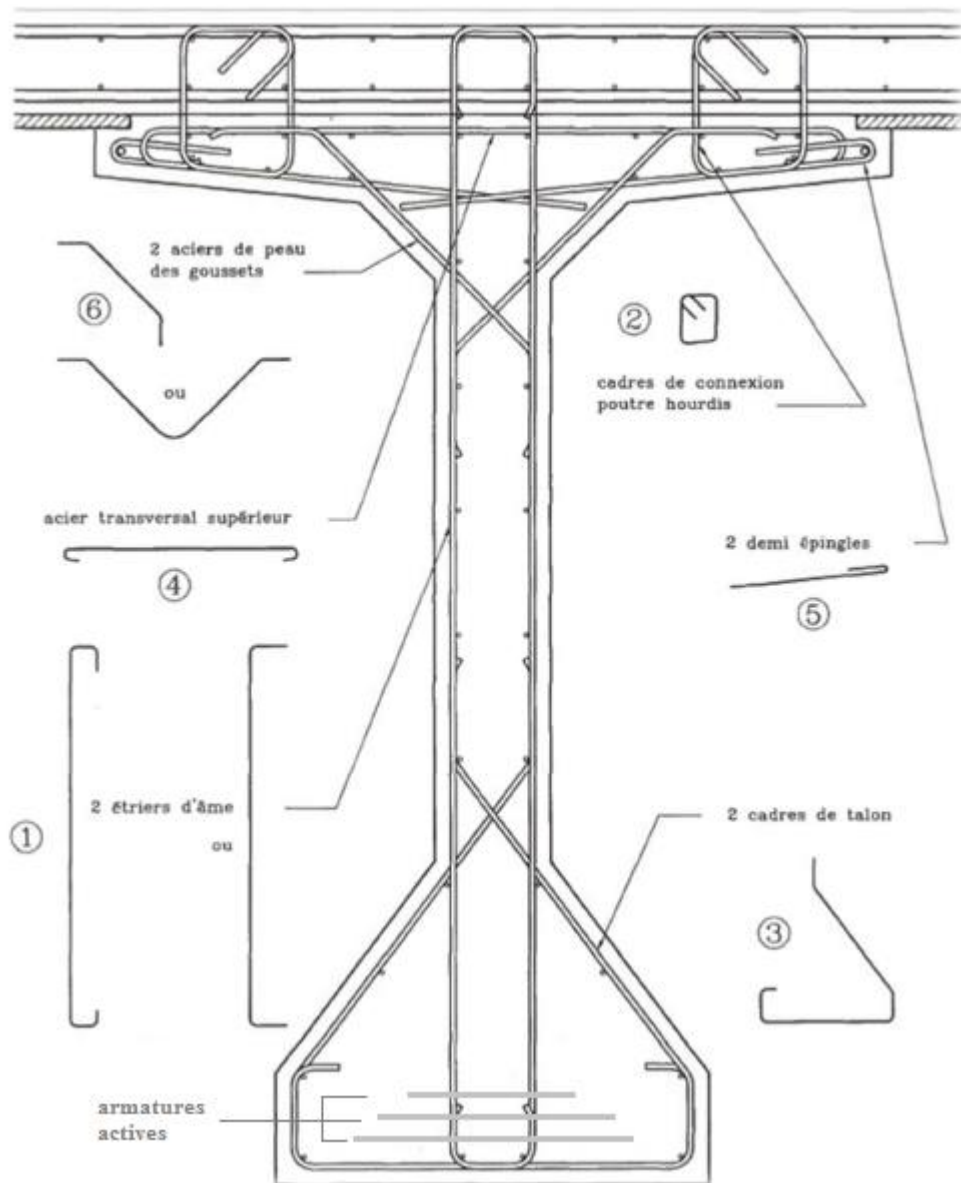
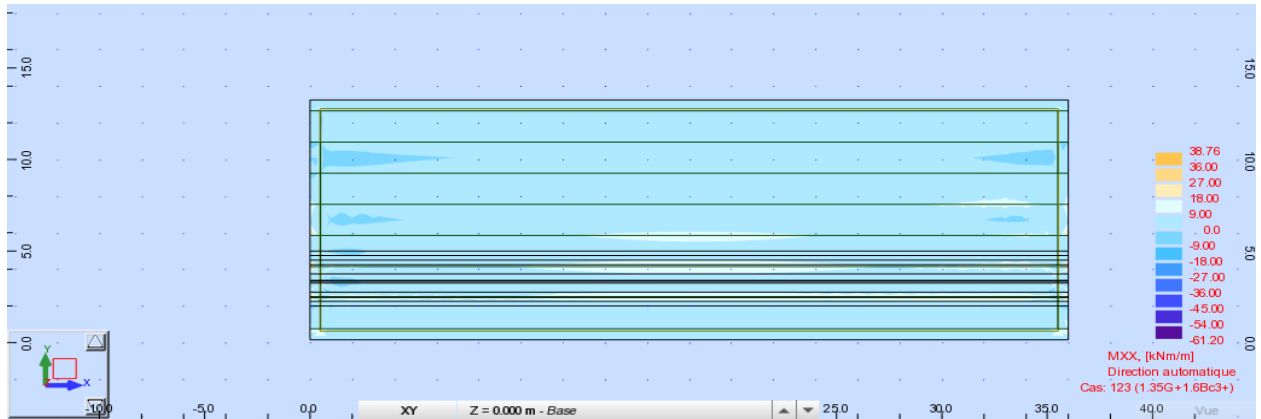
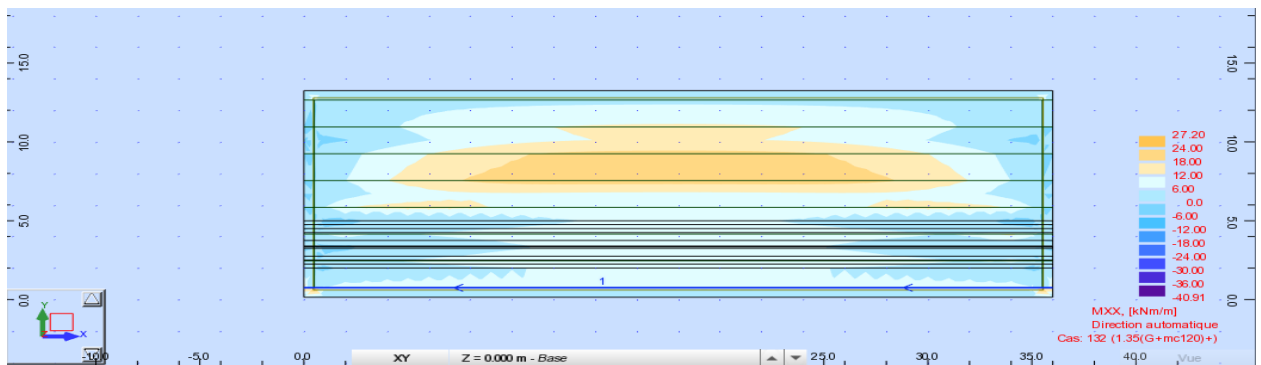
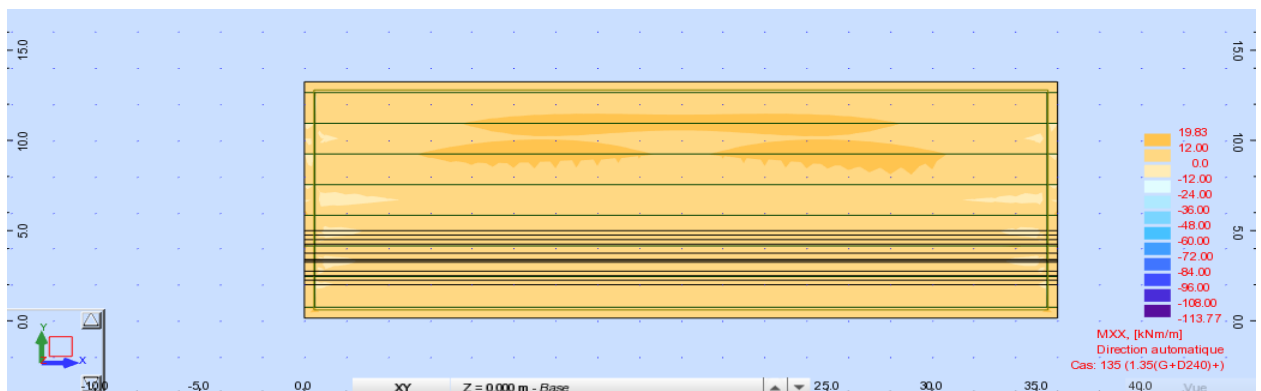


Figure F-1 : Principe de ferrailage d'une poutre précontrainte

ANNEXE G

ANNEXE G.1

I ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE DE L'OURDIS

I.1 CARTOGRAPHIE DU MOMENT FLECHISSANT• Sous combinaisons ELU :Figure G-1 : Moment M_{xx} du a la surcharge B_c (ELU)Figure G-2 : Moment M_{xx} du a la surcharge Mc_{120} (ELU)Figure G-3 : Moment M_{xx} du a la surcharge D_{240} (ELU)

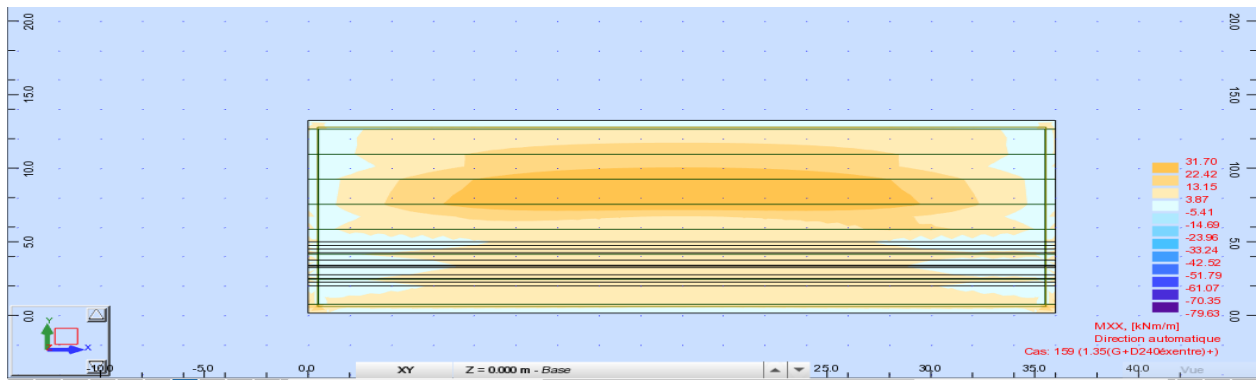


Figure G-4 : Moment M_{xx} du a la surcharge D240 excentré (ELU)

• **Sous combinaisons ELS :**

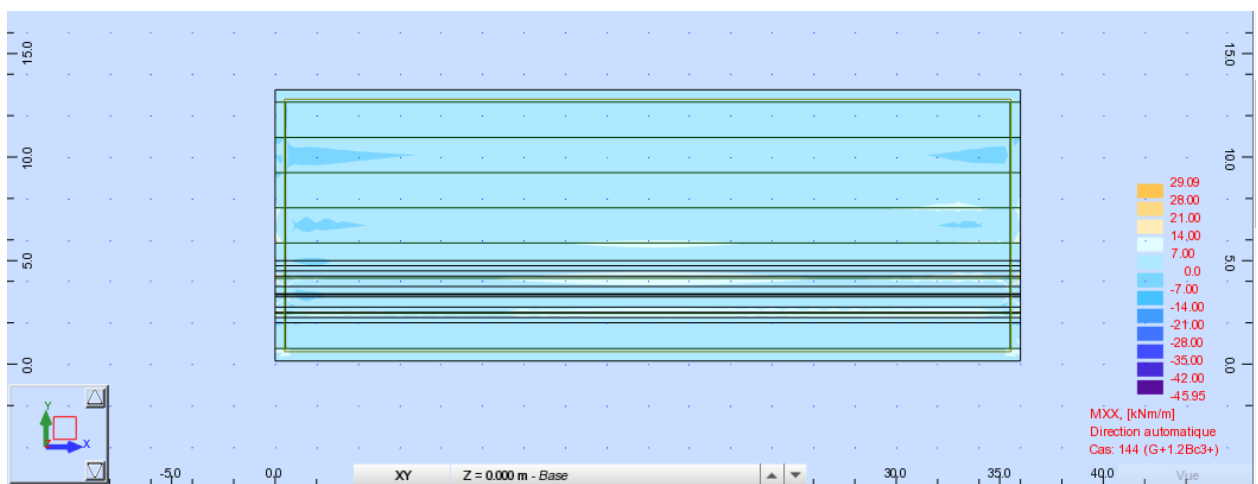


Figure G-5 : Moment M_{xx} du a la surcharge Bc (ELS)

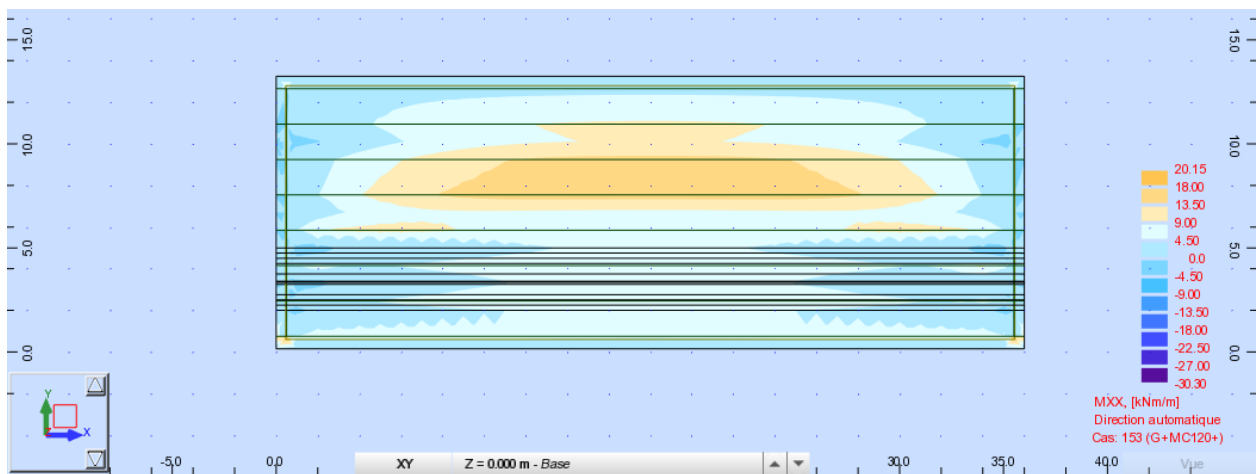


Figure G-6 : Moment M_{xx} du a la surcharge Mc120 (ELS)

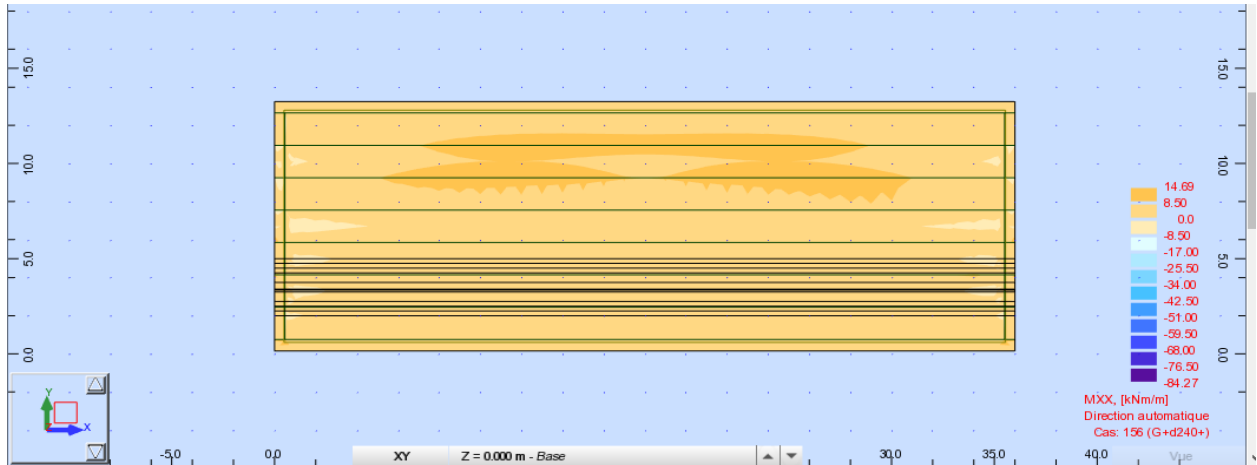


Figure G-7 : Moment M_{xx} du a la surcharge D240 (ELS)

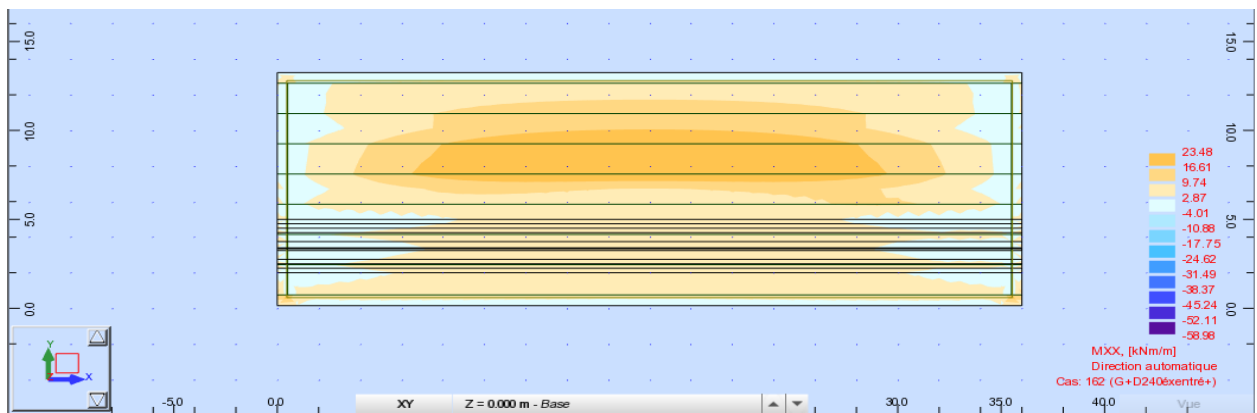


Figure G-8 : Moment M_{xx} du a la surcharge D240 excentré (ELS)

ANNEXE G.2

II ETUDE DE LA FELXION LONGITUDINALE DE L'HOURLDIS

II.1 CARTOGRAPHIE DU MOMENT FLECHISSANT

- **Sous combinaisons ELU :**

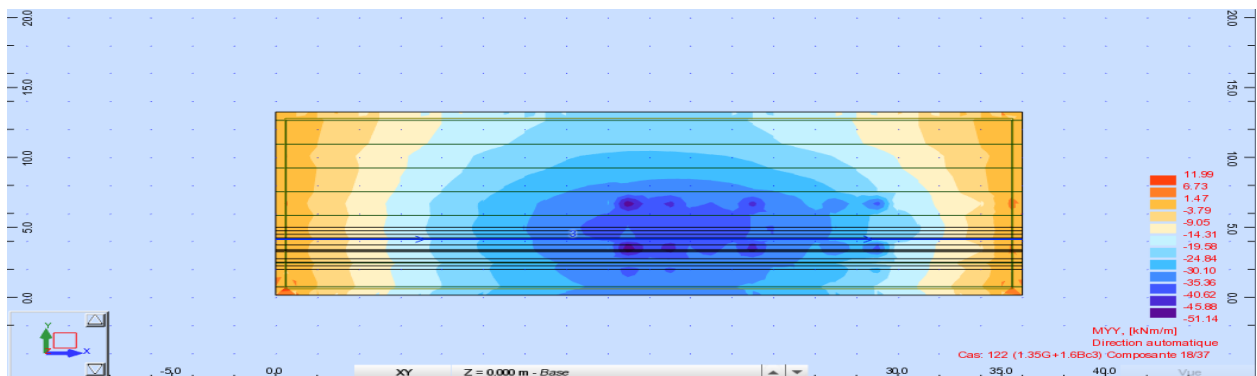


Figure G-9 : Moment M_{yy} du a la surcharge Bc (ELU)

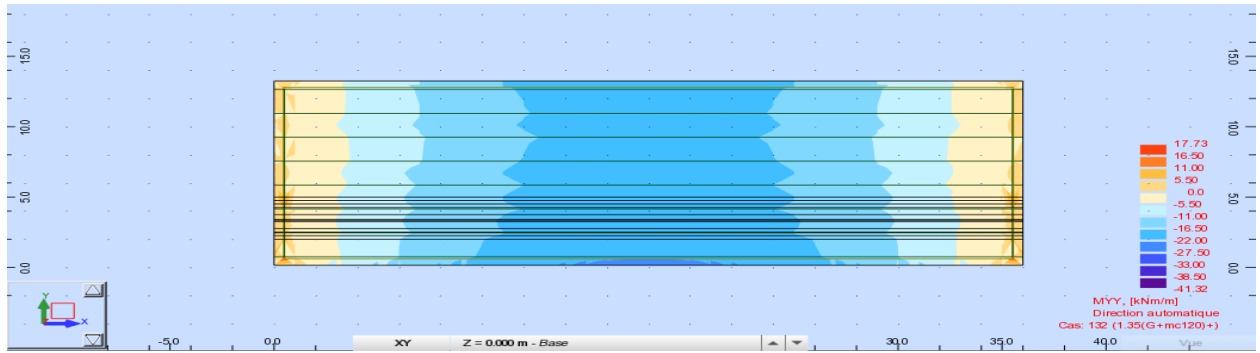


Figure G-10 : Moment Myy du a la surcharge Mc120 (ELU)

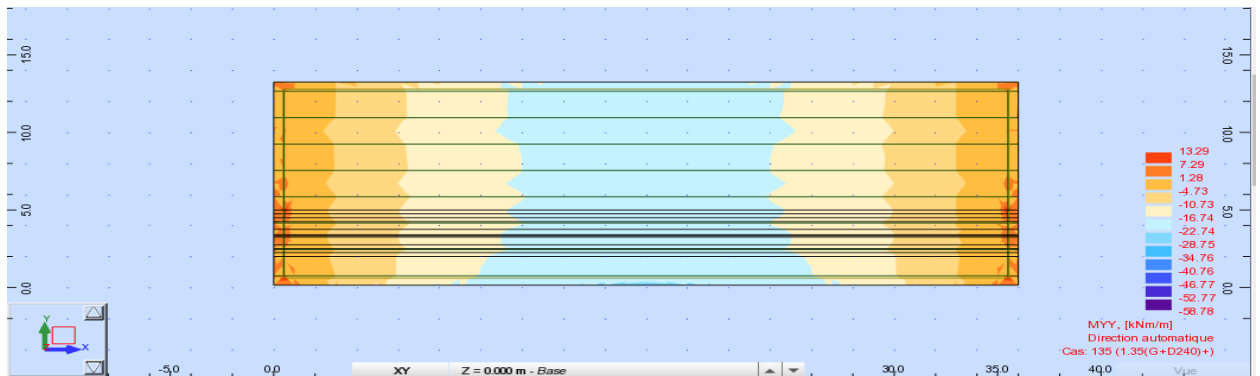


Figure G-11 : Moment Myy du a la surcharge D240 (ELU)

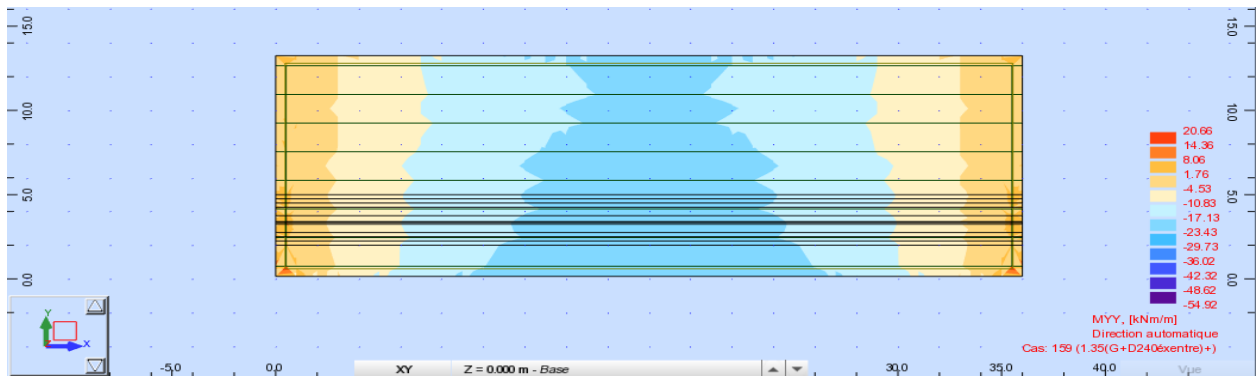


Figure G-12 : Moment Myy du a la surcharge D240 excentré (ELU)

• **Sous combinaisons ELS :**

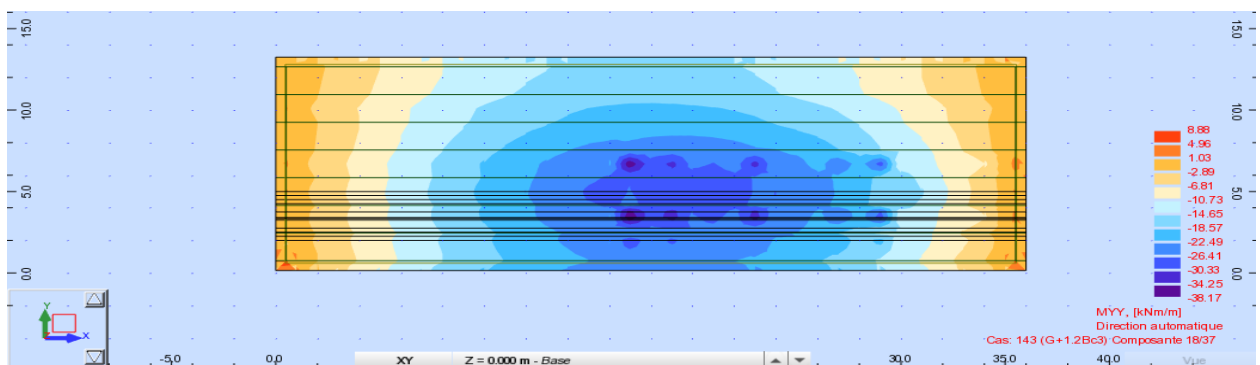


Figure G-13 : Moment Myy du a la surcharge Bc (ELS)

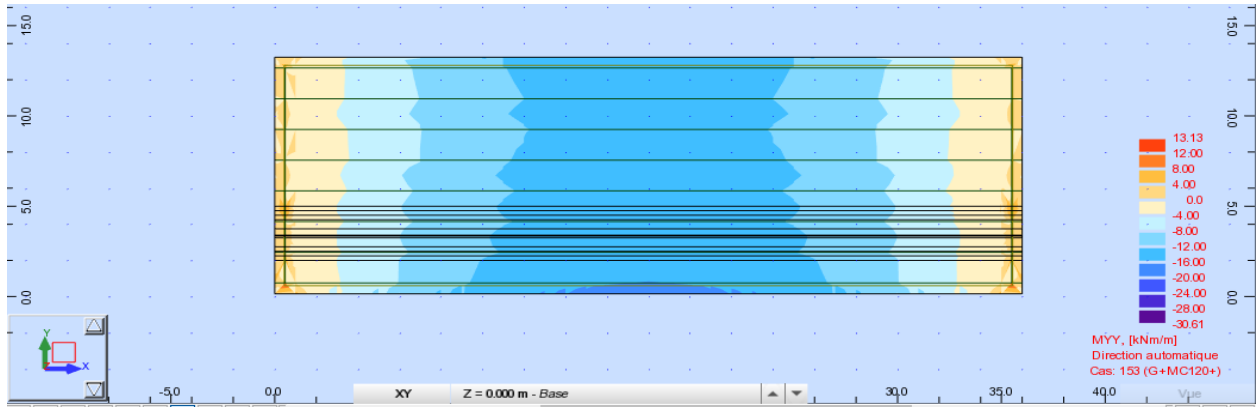


Figure G-14 : Moment Myy du a la surcharge Mc120 (ELS)

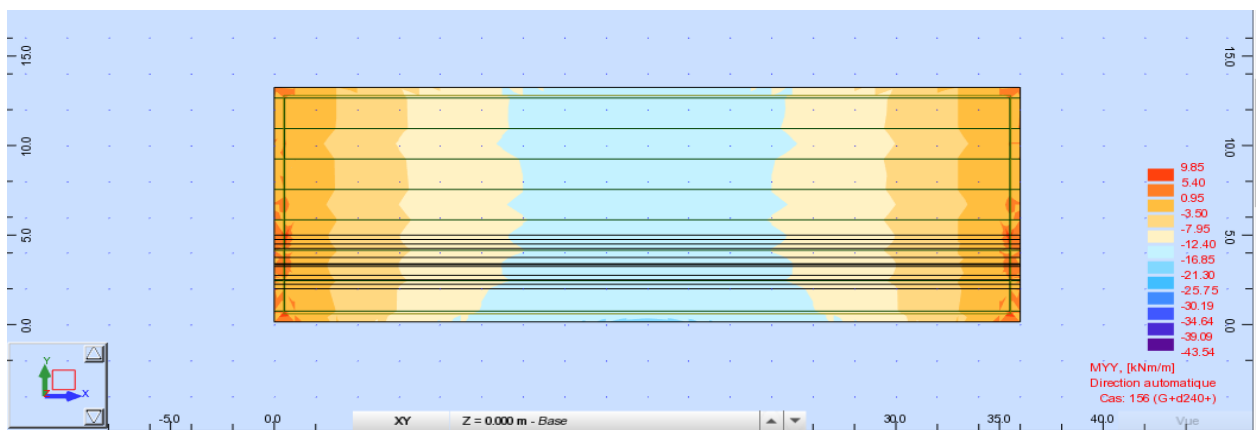


Figure G-15 : Moment Myy du a la surcharge D240 (ELS)

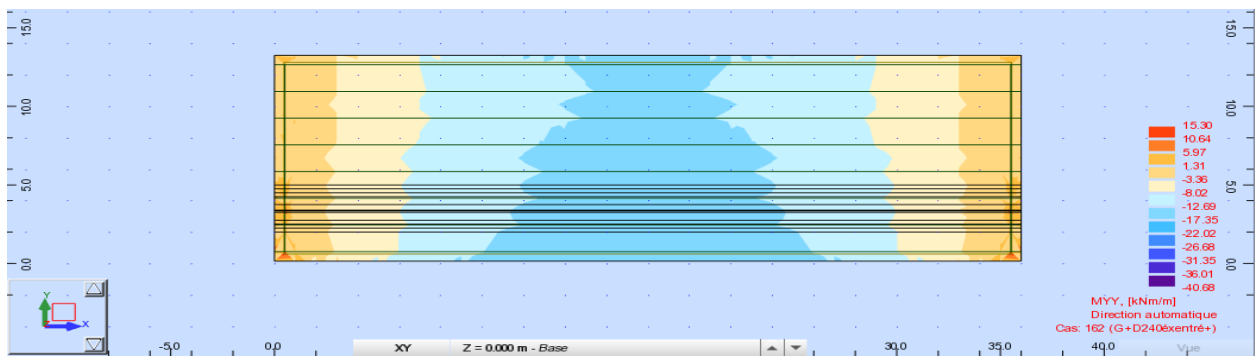


Figure G-16 : Moment Myy du a la surcharge D240 excentré (ELS)

ANNEXE G.3

III FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

- La nappe inférieure (en travée) :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$d = h - c$; ($d = 22 - 3 = 19$ cm)

c : l'enrobage en prend 3 cm

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

En situations durables ou transitoires : ($\gamma_b = 1.5$)

Donc : $f_{bu} = 19.83$ Mpa

$$\mu = \frac{11.377}{1 \cdot 0.19^2 \cdot 19.83 \cdot 10^2} = 0.158$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow section sans armatures comprimées (SSAC)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.158}}{0.8} = 0.216$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.19 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.216) = 0.173$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(333.33 ; 228.63) ; \quad \sigma_{s(adm)} = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 \times f_{28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_1} (d - y_1) \qquad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} (y_1)$$

Avec :

$$y_1 : \text{solution de l'équation } M_{\text{statique/axe neutre}} = 0.5b y_1^2 + nA'_s y_1 - nA_s(d - y_1) = 0$$

$$A'_s = 0 \text{ (section sans armatures comprimés)}$$

$$n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence } E_s/E_v)$$

$$\text{Donc :} \qquad 0.5 \cdot 100 \cdot y_1^2 - 15 \cdot 15.71 \cdot (19 - y_1) = 0$$

$$\Delta = 951000.92$$

et

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 7.40 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{1 \cdot 0.074^3}{3} + 15 \cdot 15.71 \cdot 10^{-4} (0.19 - 0.074)^2$$

$$I_1 = 3.170 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

ANNEXE H

ANNEXE H.1

I SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

I.1 COMPOSANTE HORIZONTALE

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontale est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ε) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^H(T, \varepsilon) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5n - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5nAgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5nAgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5nAgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

$T_1; T_2$: Période caractéristique associée à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de la zone.

n : facteur de correction d'amortissement ($n = \sqrt{\frac{7}{\varepsilon+5}}$). ε : taux d'amortissement.

Tableau H.1: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

SITE	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau H-2 : Valeurs de coefficient 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

Remarque : le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier. Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc on prend : **Amortissement : $\xi = 5\%$**

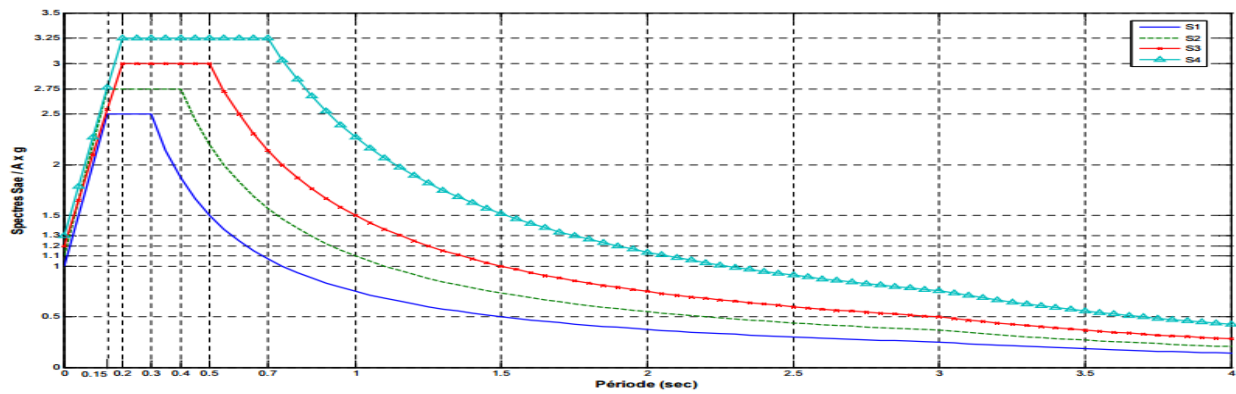


Figure H-1 : Spectre de réponse élastique-composante horizontale-5% d'amortissement

I.2 COMPOSANTE VERTICALE

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour la composante verticale est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ε) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^H(T, \varepsilon) = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1}(2.5n - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Agn & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Agn \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Agn \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité $\alpha = 0.7$ pour les zones **I**, **IIa**, **IIb** et 1 pour la zone **III**.

Tableau H-3 : Valeurs de T_1 et T_2 pour la composante verticale

SITE	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

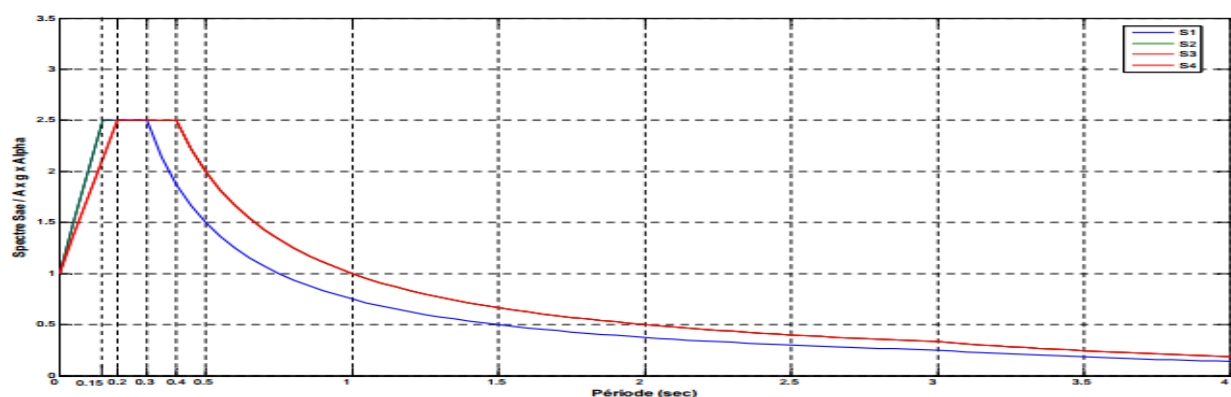


Figure H-2 : Spectre de réponse élastique-composante verticale-5% d'amortissement

ANNEXE H.2

II CALCUL DES DEPLACEMENT MODALES

II.1 PRESENTATION LE LOGICIEL DE CALCUL

Rdm6 est un logiciel destiné pour le calcul des structures par la méthode des éléments finis. Il comprend les modules suivants :

RDM – Flexion : calcul et optimisation des poutres droites sollicitées en flexion simple.

RDM – Ossatures : analyse statique et dynamique des ossatures planes ou tridimensionnelles.

II.2 LA MODELISATION

- **1er étape** : Introduction des nœuds (2 nœuds d'appui et 5 nœuds intermédiaires)
- **2^{ème} étape** : Définition des caractéristiques des matériaux de la structure.
- **3^{ème} étape** : Définition de la section du modèle
- **4^{ème} étape** : Introduction des forces sur chaque nœud
- **5^{ème} étape** : on lance le calcul et on interprète les résultats

```

+-----+
|  Matériau  |
+-----+

Nom du matériau = béton
Module de Young = 35982 MPa
Masse volumique = 2500 kg/m3
Limite élastique = 35 MPa

+-----+
|  Nœuds [ m ]  |
+-----+

Noeud  1  :  x =  0.000
Noeud  2  :  x =  5.830
Noeud  3  :  x = 11.670
Noeud  4  :  x = 17.500
Noeud  5  :  x = 23.330
Noeud  6  :  x = 29.170
Noeud  7  :  x = 35.000

+-----+
| Section(s) droite(s) |
+-----+

Noeuds 1 --> 7

Section T : B T
Aire = 5656.00 cm2
Moment quadratique : Iz = 416100000.00 cm4
Fibre supérieure : vy = 777.10 mm   Wel.z = 5354523.23 cm3
Fibre inférieure : vy = 1122.90 mm   Wel.z = 3705583.76 cm3

```

Figure H-3 : Données (A) du problème

```

+-----+
| Liaison(s) nodale(s) |
+-----+

Noeud  1 : Flèche = 0
Noeud  7 : Flèche = 0

+-----+
| Cas de charge(s) |
+-----+

Charge nodale : Noeud = 2  Fy = -1641.32 kN  Mz = 0.00 kN.m
Charge nodale : Noeud = 3  Fy = -1641.32 kN  Mz = 0.00 kN.m
Charge nodale : Noeud = 4  Fy = -1641.32 kN  Mz = 0.00 kN.m
Charge nodale : Noeud = 5  Fy = -1641.32 kN  Mz = 0.00 kN.m
Charge nodale : Noeud = 6  Fy = -1641.32 kN  Mz = 0.00 kN.m

```

Figure H-4 : Données (B) du problème

```

+-----+
| Résultats |
+-----+

+-----+
| Déplacements nodaux [ m , rad ] |
+-----+

Noeud    Flèche    Pente
-----
  1      0.000000  -0.003264
  2     -0.018123  -0.002798
  3     -0.031193  -0.001585
  4     -0.035902  -0.000000
  5     -0.031193   0.001585
  6     -0.018123   0.002798
  7      0.000000   0.003264

Dy maximal = 0.00000E+00 m à x = 0.000 m
Dy minimal = -3.59023E-02 m à x = 17.500 m

```

Figure H-5 : Les résultats du problème

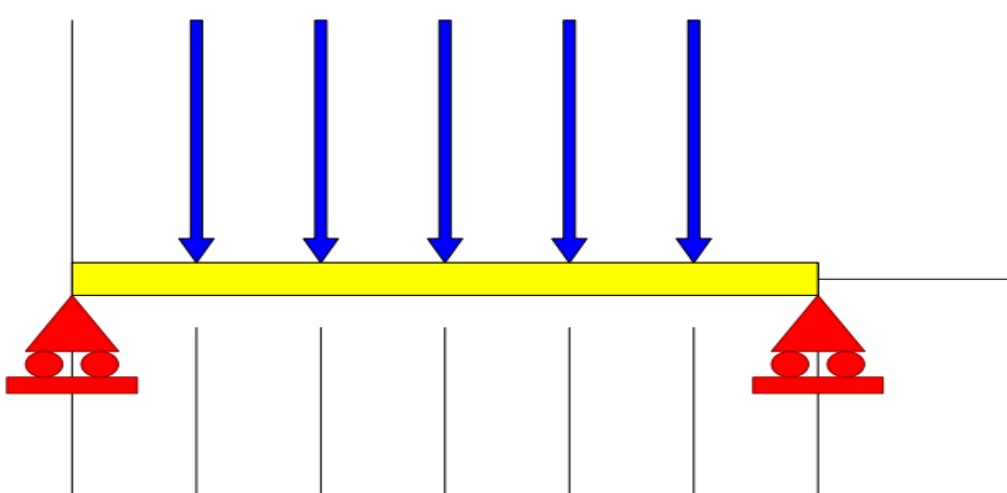


Figure H-6 : Le modèle sur RDM 6

ANNEXE 1

ANNEXE I.1

I EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE

I.1 REPARTITION DES CHARGES SUR LA PILE

- Poids propre du tablier :

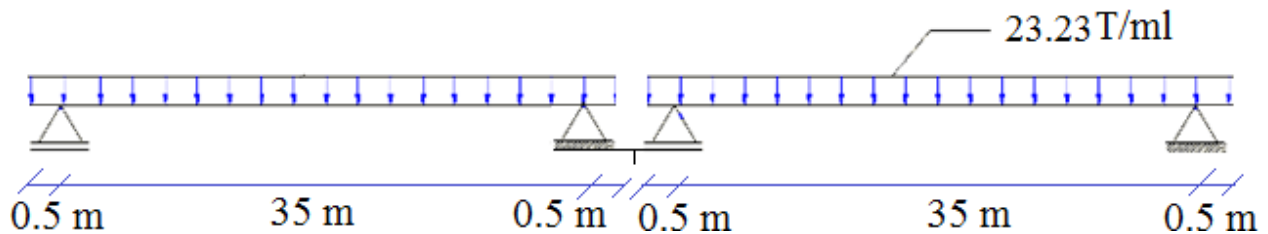


Figure I.1: Répartition du poids propre sur la pile

Le poids propre du tablier $G=836.557 T$.

La charge reprise par chaque pile $R_{cp} = \frac{2 \times G}{2} = 836.557 T$

- Poids propre de la pile :

a) Chevêtre :

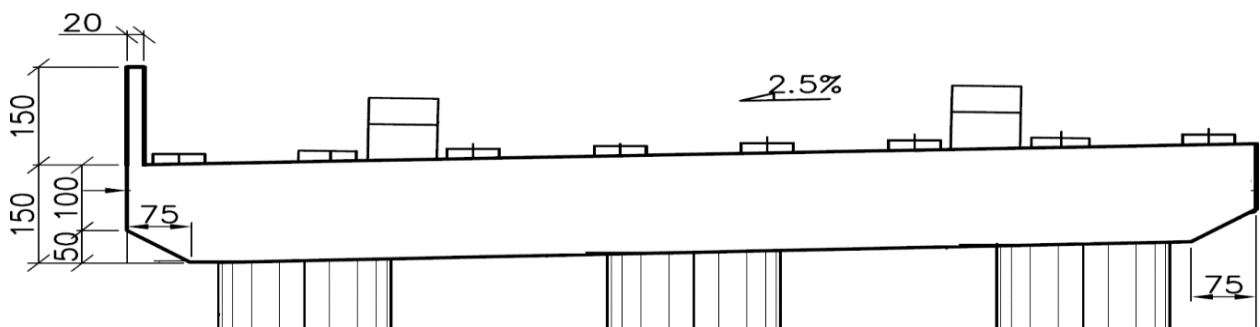


Figure I.2: Dimension du chevêtre

$$\text{Surface} = \left[(1155 \times 150) + \left\{ 2 \times (150 + 100) \times \frac{75}{2} \right\} + (20 \times 150) \right] = 195000 \text{ cm}^2$$

Largeur = 2.4 m.

$$G_{ch} = \gamma_b \times \text{Surface} \times \text{largeur} = 2.50 \times 19.8 \times 2.4 = 117 T$$

b) Fut :

$$G_f = 3 \times \pi \times R^2 \times h \times \gamma_b = 3 \times 3.14 \times (1^2) \times 14.5 \times 2.5 = 341.475 T$$

c) Semelle :

$$G_s = V \times \gamma_b = 2.5 \times 9.6 \times 13.2 \times 2.5 = 792 T$$

d) Poids des terres sur semelle :

$$P_t = 2 \times \left[13.2 \times 9.6 \times 1 - \left(3 \times \frac{\pi}{4} \times 2^2 \times 1 \right) \right] = 234.6 T$$

❖ Réaction du au poids propre de la pile :

$$V_1 = 117 + 341.457 + 792 + 234.6 = 1485.075 T$$

I.2 REPARTITION DES SURCHARGES SUR LA PILE

L'effet le plus défavorable est obtenu lorsqu'on applique les surcharges sur les deux travées du pont (phase d'exploitation).

- **Système de charge A(l) :**

Les 3 voies sont chargées sur deux travées :

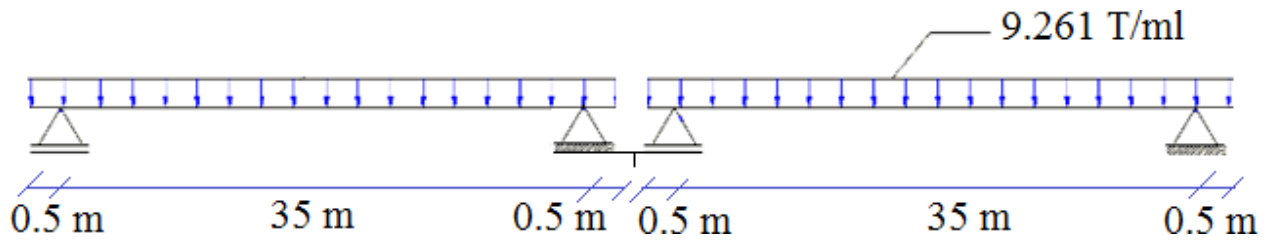


Figure I-3 : SurchARGE A(l) appliquée sur les 3 voies des 2 travées

$$R_{Al} = 2 \times \frac{\text{SurchARGE}_{trv}}{2} = 2 \times \frac{324.135}{2} = 324.135 T$$

- **Système de charge Bc :**

On applique la surcharge Bc sur les trois voies des deux travées.

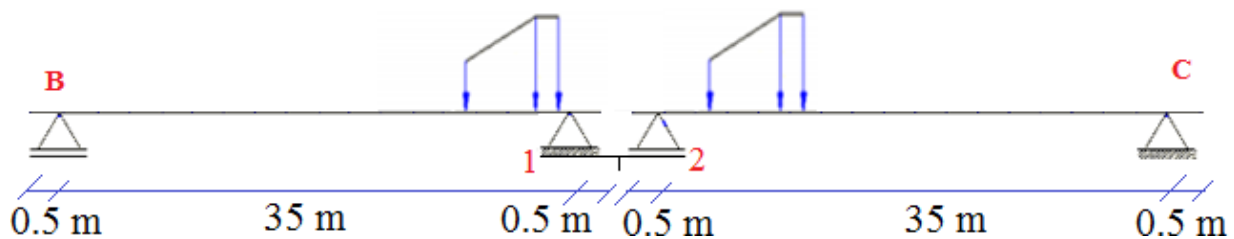


Figure I-4 : Disposition des tandems Bc sur les piles

$$\sum F_B = 0 \rightarrow R_1 = \frac{24 \times 35 + 24 \times 33.5 + 12 \times 29}{35} = 56.92 T$$

$$\sum F_C = 0 \rightarrow R_2 = \frac{12 \times 30.5 + 24 \times 26 + 24 \times 24.5}{35} = 45.09 T$$

$$R_{Bc} = (R_1 + R_2) \times b_c \times \delta_{bc3} = (56.92 + 45.09) \times 0.95 \times 1.078 = 104.47 T$$

- **Charge militaire Mc120 :**

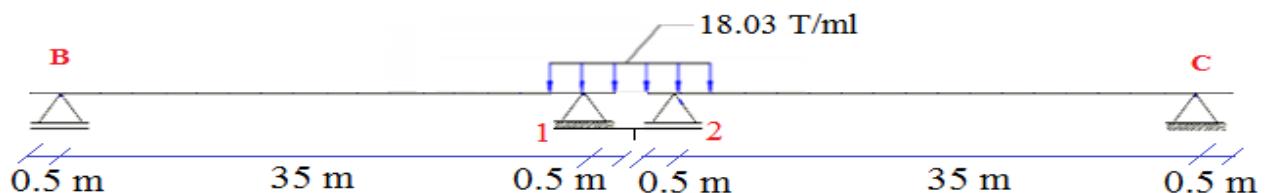


Figure I-5 : Charge Militaire Mc120 appliquée sur une seule voie des 2 travées

$$\sum F_B = 0 \rightarrow R_1 = \frac{18.03 \times 3.05 \times (35 - \frac{3.05}{2})}{35} = 52.59 T$$

$$\sum F_C = 0 \rightarrow R_2 = \frac{18.03 \times 3.05 \times (35 - \frac{3.05}{2})}{35} = 52.59 T$$

$$R_{Mc120} = (R_1 + R_2) \times \delta_{Mc120} = (52.59 + 52.59) \times 1.067 = 112.22 T$$

- Convoi exceptionnel d240 :

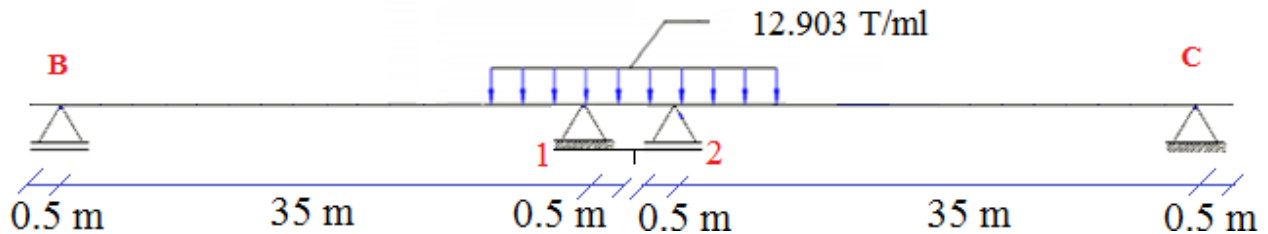


Figure I-6 : Convoi exceptionnel D240 appliquée sur une seule voie des 2 travées

$$\sum F_B = 0 \rightarrow R_1 = \frac{12.903 \times 9.3 \times (35 - \frac{9.3}{2})}{35} = 104.055 T$$

$$\sum F_C = 0 \rightarrow R_2 = \frac{12.903 \times 9.3 \times (35 - \frac{9.3}{2})}{35} = 104.055 T$$

$$R_{D240} = (R_1 + R_2) = 208.11 T$$

ANNEXE I.2

II ETUDE DU CHEVETRE

II.1 EVALUATION DES EFFORTS

Le chevêtre le plus sollicité doit supporter son poids propre et aussi les charges provenant du tablier à travers les dés d'appuis.

$$G_{chev} = \frac{117}{13.05} = 8.96 T/ml$$

$$R_G = \frac{836.557}{8} = 104.57 T/appui$$

$$R_{Al} = \frac{324.135}{8} = 40.51 T/appui$$

Combinaisons des charges :

A ELU :

$$1.35G + 1.6A_l ; 1.35G + 1.6B_c ; 1.35G + Mc120 ; 1.35G + D240$$

A ELS :

$$G + 1.2A_l ; G + 1.2B_c ; G + Mc120 ; G + D240$$

II.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS

- Modélisation du système :

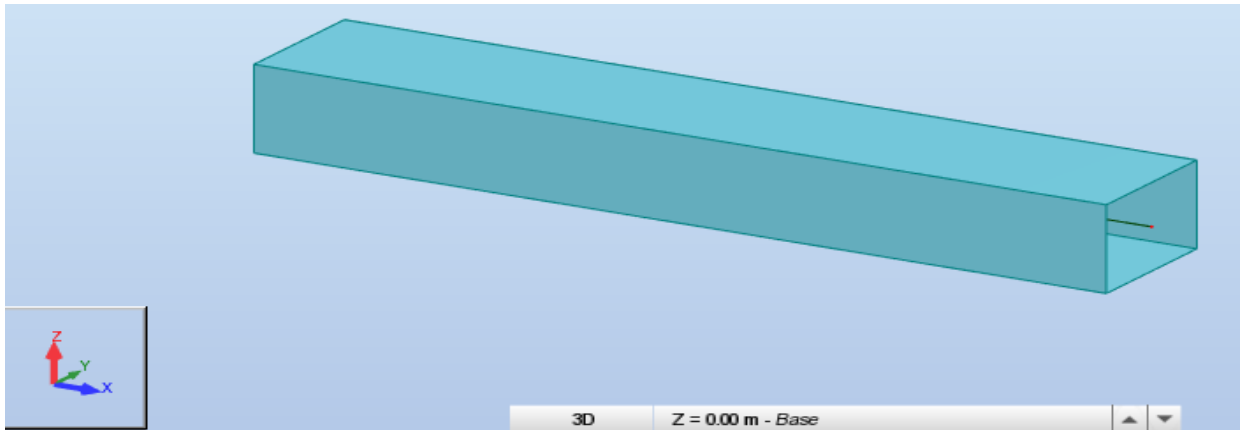


Figure I-7 : Modèle du chevêtre sur robot

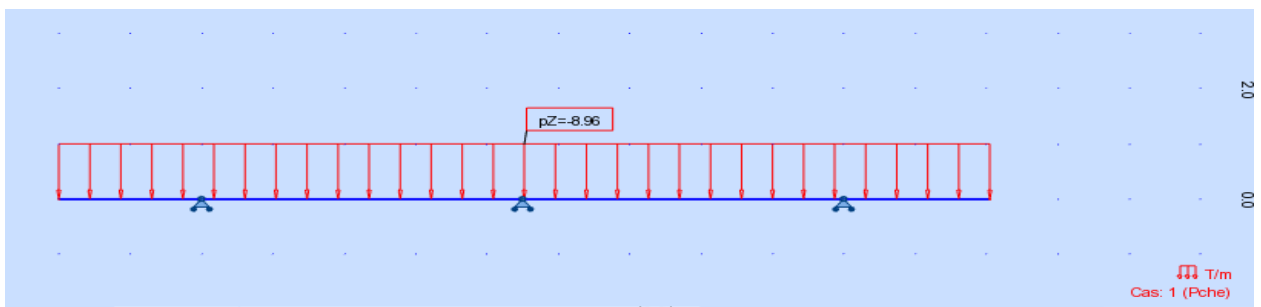


Figure I-8 : La charge du au poids propre

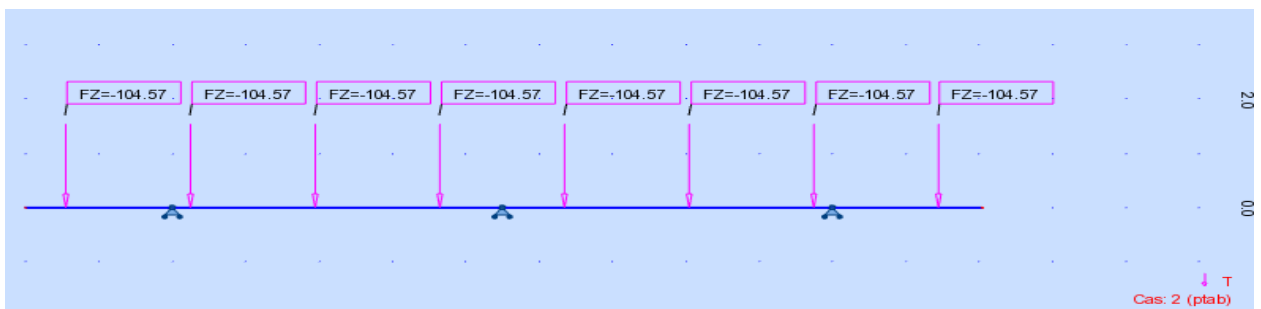


Figure I-9 : La charge du au poids de tablier

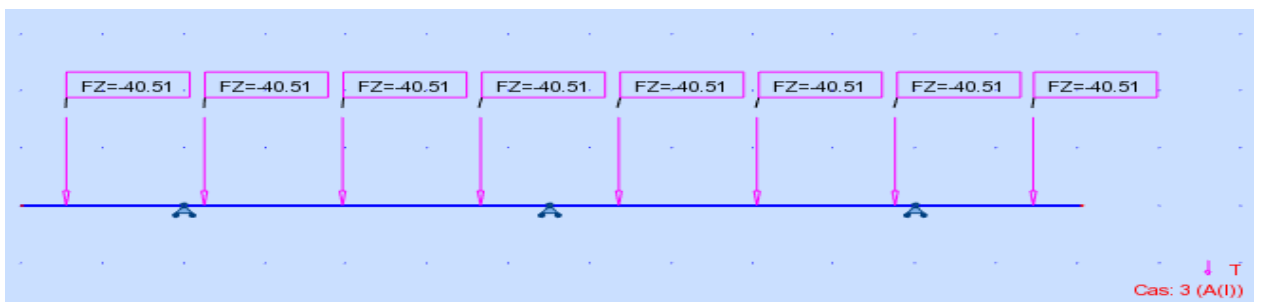


Figure I-10 : La charge du au système Al

• **Les résultats du calcul :**

On résume les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants dans le tableau suivant :

(Sous combinaison maximale)

Tableau I-1 : Sollicitations sur le chevêtre

EFFORT	M (T.m)		T (T)
	M+ (T.m)	M- (T.m)	
ELU (1.35G+1.6Al)	107.58	349.64	436.98
ELS (G+1.2Al)	79.95	259.86	324.79

- **Ferraillage du chevêtre :**

- **ARMATURES LONGITUDINALE :**

La section à considérer pour le calcul est la surface latérale du chevêtre : **B=2.4m ; h=1.5m**

- **Armatures inférieures (en travée) :**

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$ $f_e = 500 \text{ MPa}$ $n=1.6$ $c = 5 \text{ cm}$

$d = h - c = 1.45 \text{ m}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right] = \text{Min}(333.33; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

On a :

$$M_{ELS} = 79.95 \text{ T.m}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2}{(15 \times 16.2) + 207.31} \cdot d = 0.782 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{X}{3} = 1.189 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 18.07 \text{ Mn.m}$$

Donc : $\overline{M}_1 \geq M_{ELS} = 0.799 \text{ MPa} \rightarrow$

section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ELS}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.7995}{1.189 \times 207.31} = 32.43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{B \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Donc : $A_s \geq 0.23 \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 35.53 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes à ELS :**

Condition 1 : $\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$

On a :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ELS} \times y}{I}$$

Avec :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0$$

$$A'_s = 0 \text{ (SSAC)}$$

$$\frac{240 \cdot y^2}{2} - 15 \times 50.24 \times (145 - y) = 0$$

$$y = 27.20 \text{ cm}$$

Et :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} - n \times A_s \times (d - y)$$

$$I = \frac{2.4 \cdot 0.272^3}{3} - 15 \times 50.24 \times 10^{-4} \times (1.45 - 0.272) = 0.126 \text{ m}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.7995 \times 0.272}{0.126} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 1.72 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Condition 2 : $\overline{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st}$

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ELS}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.7995 \times (1.45 - 0.272)}{0.126} = 112.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = 112.12 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

ANNEXE I.3

III ETUDE DU FUT

III.1 EVALUATION DES EFFORTS

a) CHARGES VERTICALES :

Poids propre du tablier :

$$V_{gtab} = 836.557 \text{ T.} \quad V_{gtab/fut} = \frac{836.557}{3} = 278.85 \text{ T.}$$

Poids propre du chevêtre :

$$V_{gche} = 117 \text{ T.} \quad V_{gchev/fut} = \frac{117}{3} = 39 \text{ T.}$$

Poids propre du fut :

$$V_{fut} = \frac{341.475}{3} = 113.825 \text{ T.}$$

La surcharge Al :

$$V_{Al/fut} = \frac{324.135}{3} = 108.045 \text{ T.}$$

La surcharge Bc :

$$V_{Bc/fut} = \frac{104.47}{3} = 34.82 T.$$

b) CHARGES HORIZONTALES :

Freinage de système Bc :

$$H_{fr.Bc} = 28.5 T$$

$$H_{fr.Bc/fut} = 9.5 T$$

Freinage

de

système

Al :

$$H_{fr.Al} = 27.52 T.$$

$$H_{fr.Al/fut} = 9.17 T.$$

c) EFFORTS DU AUX SEISME :

- **Charges sismiques :**

$$E_1 = 403.83 T.$$

$$E_2 = 349.22 T.$$

$$E_3 = 470.56 T.$$

Avec :

E_i : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par les combinaisons des composantes de l'action sismique (**Tableau 9 chapitre 10**).

- **Modélisation du système :**

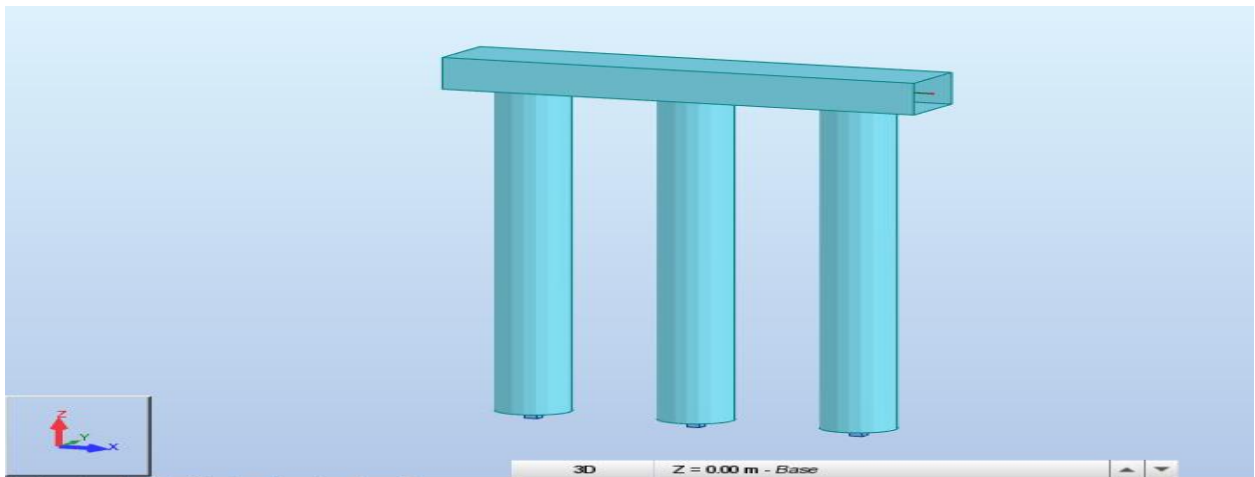


Figure I-11 : Vue d'ensemble futs avec chevêtre sur robot



Figure I-12 : Vue sur le chargement sous E1

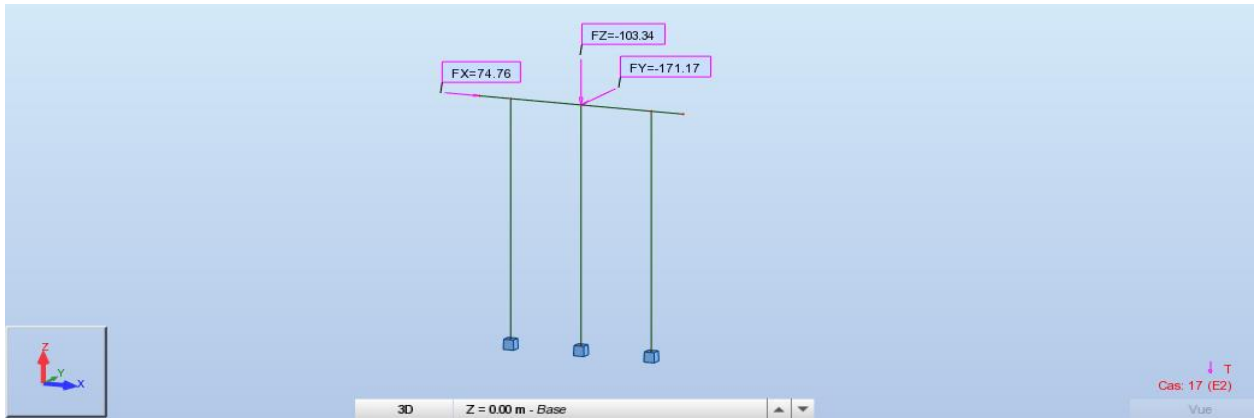


Figure I-13 : Vue sur le chargement sous E2

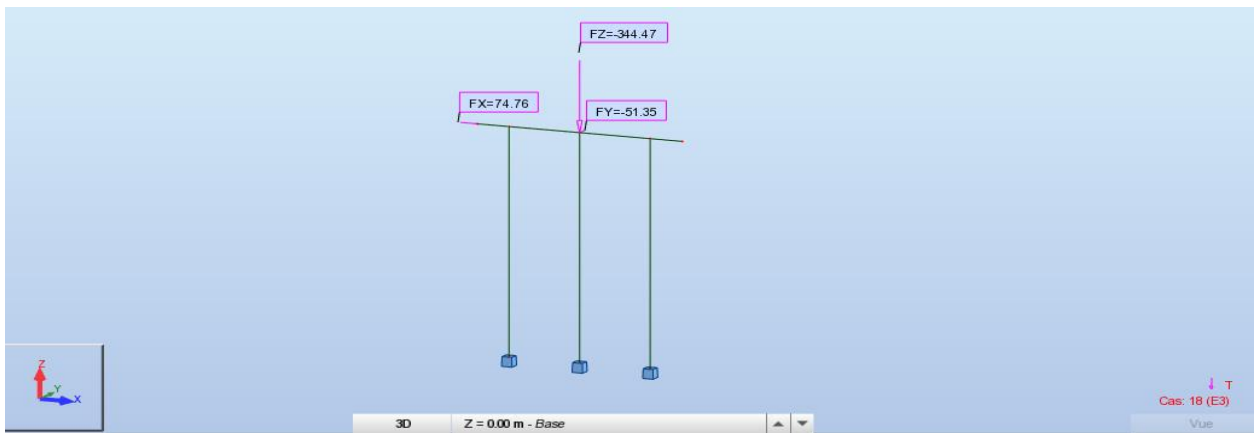


Figure I-14 : Vue sur le chargement sous E3

- **DIAGRAMME DU MOMENT M_T :**

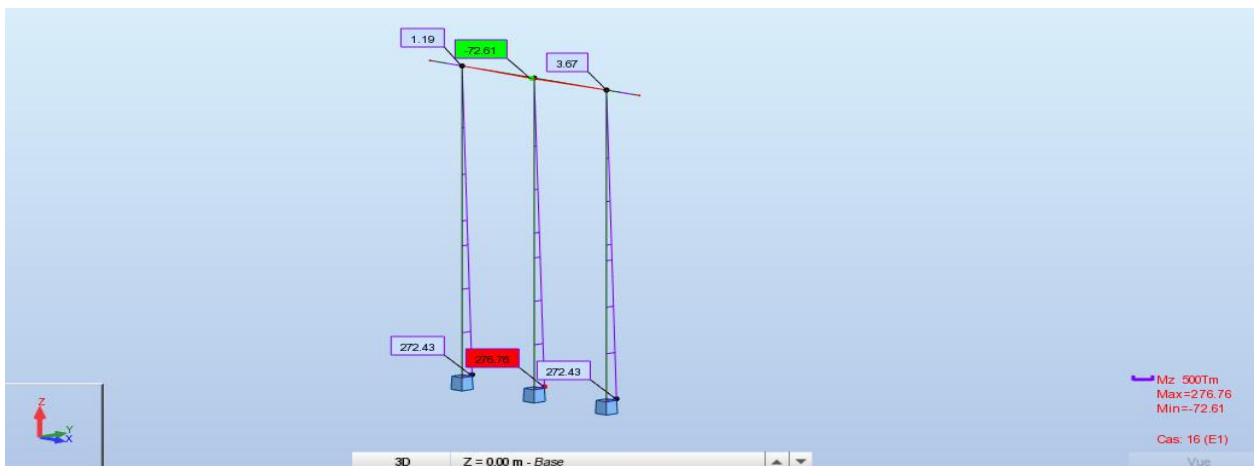


Figure I-15 : Diagramme du moment M_T sous E1

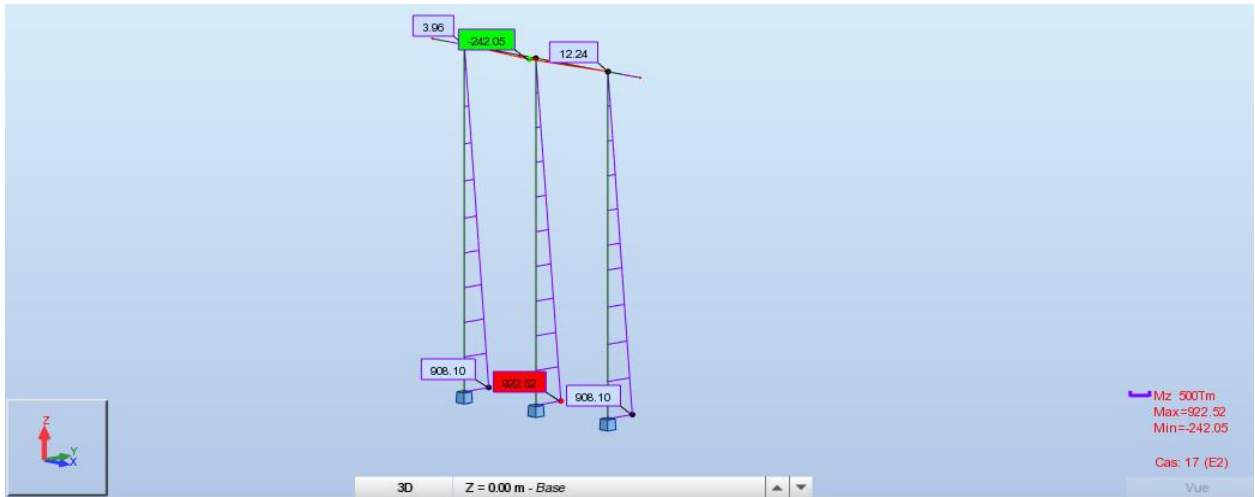


Figure I-16 : Diagramme du moment M_T sous E_2

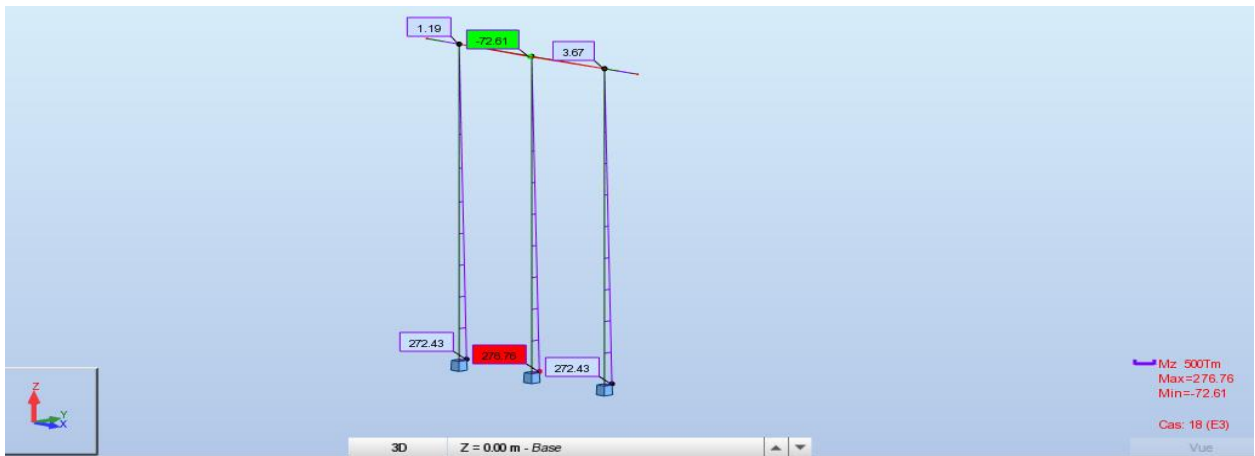


Figure I-17 : Diagramme du moment M_T sous E_3

- **DIAGRAMME DU MOMENT M_L :**

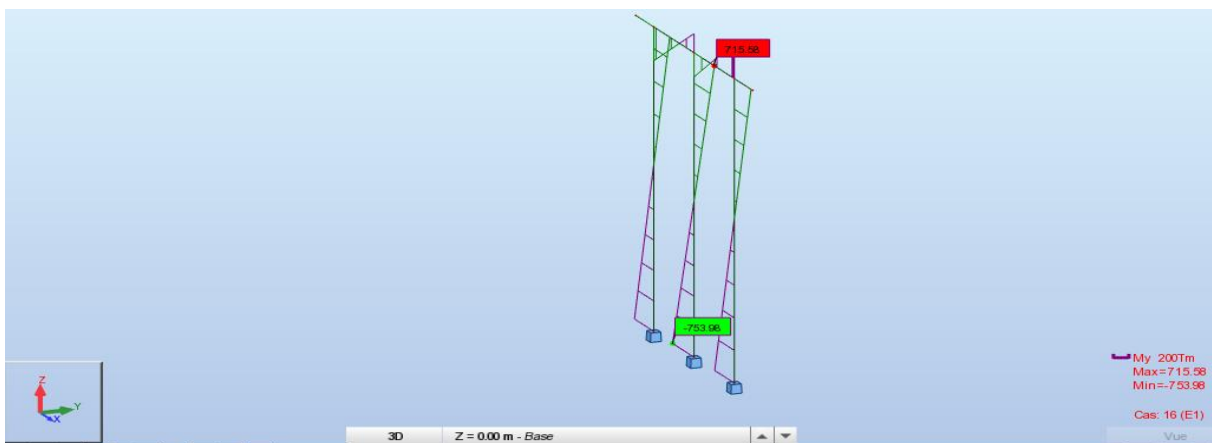


Figure I-18 : Diagramme du moment M_L sous E_1



Figure I-19 : Diagramme du moment ML sous E2

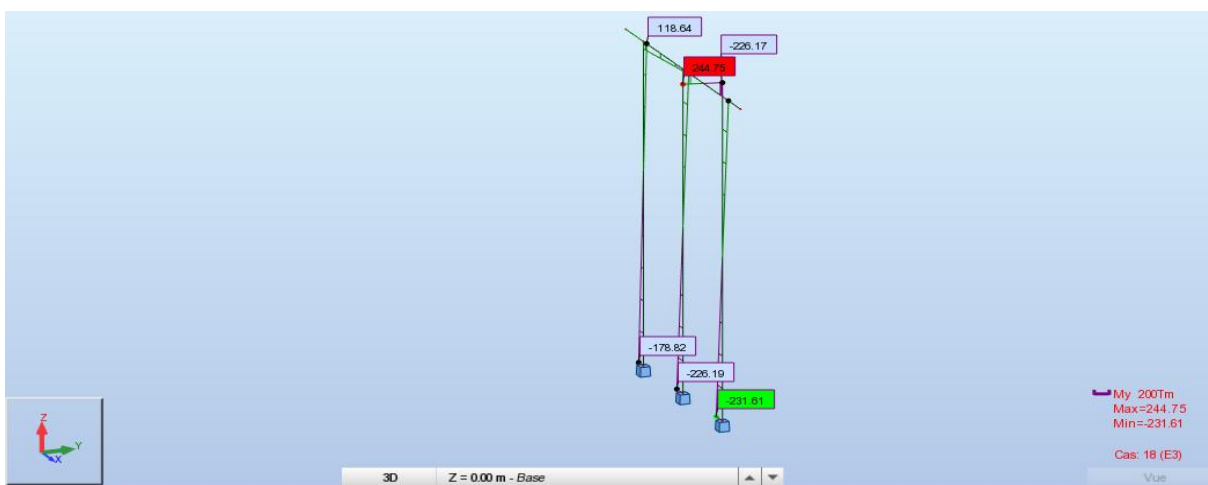


Figure I-20 : Diagramme du moment ML sous E3

• **DIAGRAMME DE L'EFFORT NORMALE :**

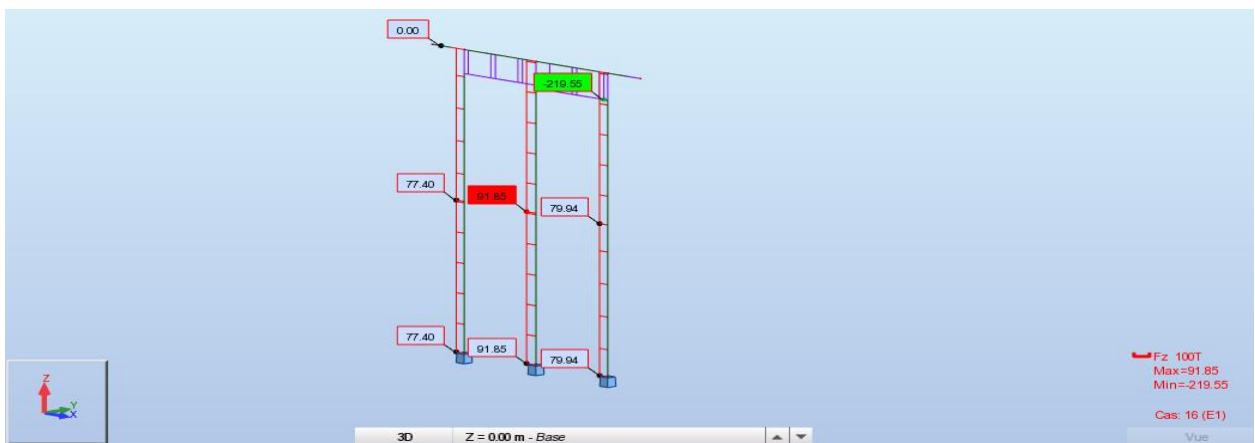


Figure I-21 : Diagramme de l'effort normale sous E1

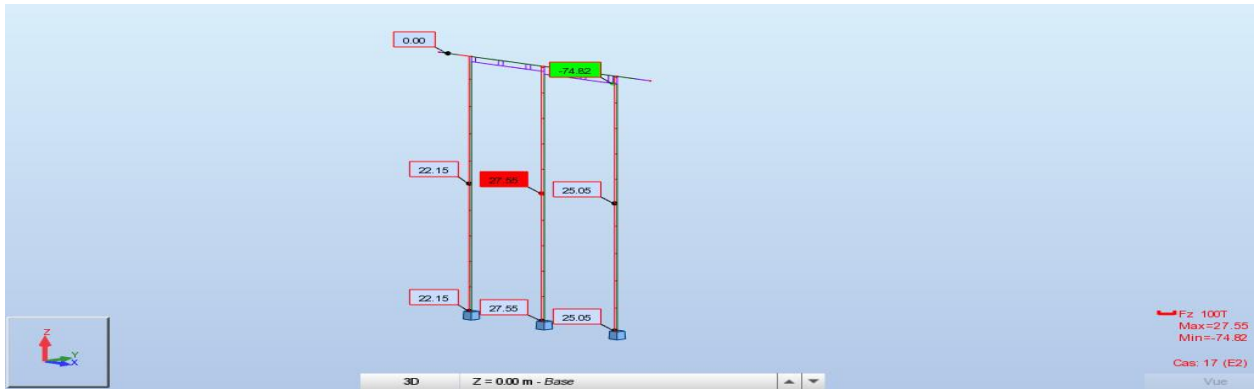


Figure I-22 : Diagramme de l'effort normale sous E2

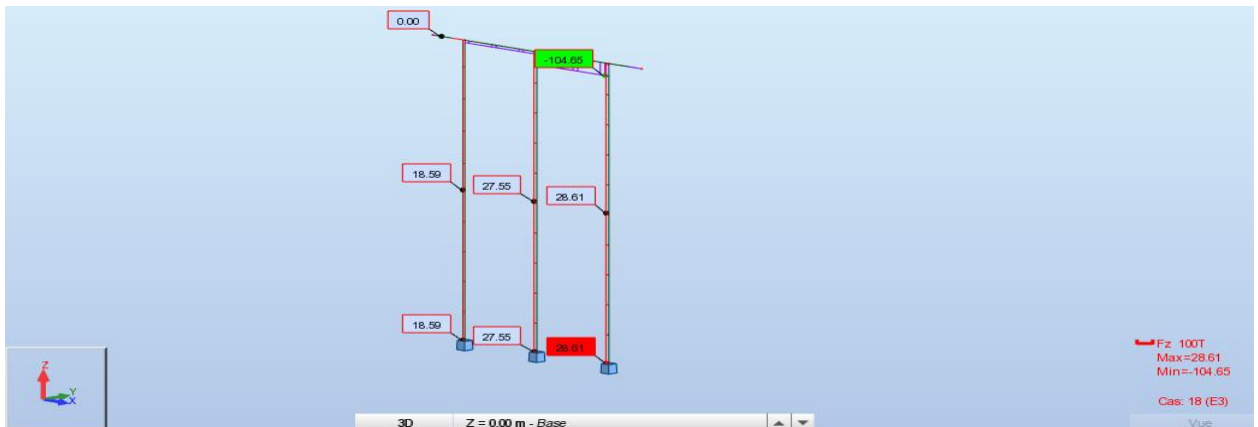


Figure I-23 : Diagramme de l'effort normale sous E3

III.2 ABAQUE DE WALTHER :

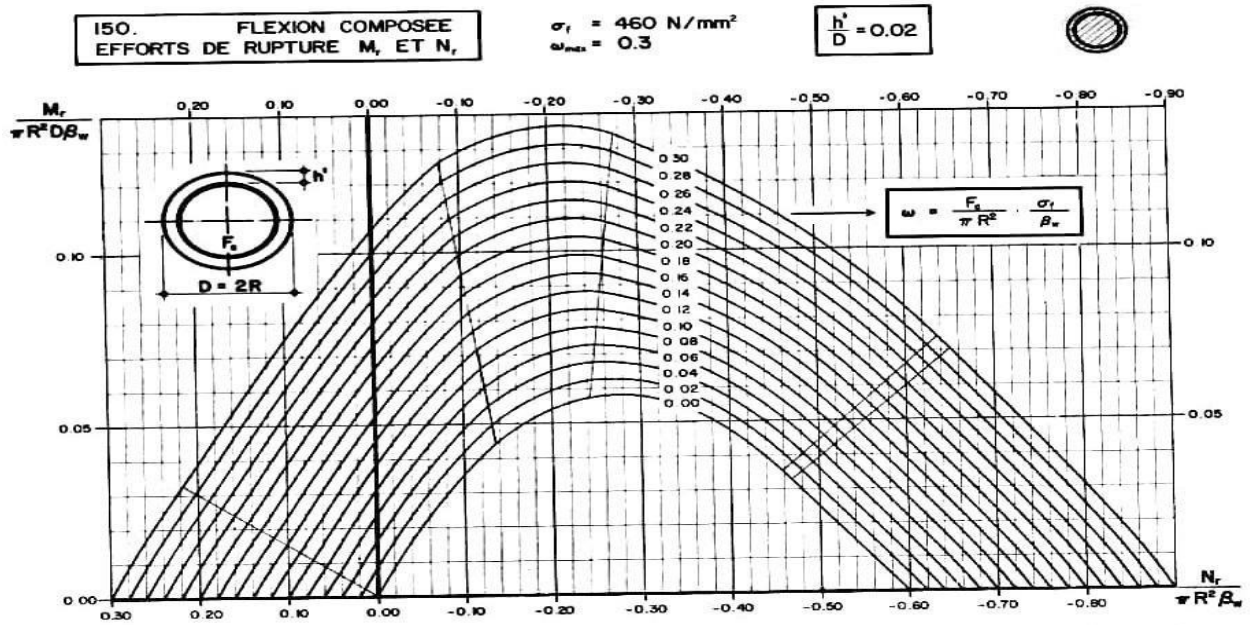


Figure I-24 : Abaque de WALTHER N° :150

ANNEXE I.4

IV ETUDE DES FONDATIONS

IV.1 CHARGES SISMIQUES INERTIELLES

Tableau I-2 : Charges sismiques inertielles

	$K_h = 0.25$	$K_v = 0.075$
CHARGES	V_h	V_v
Charge sismique inertielle du chevêtre	29.25	8.77
Charge sismique inertielle des futs	85.36	25.61

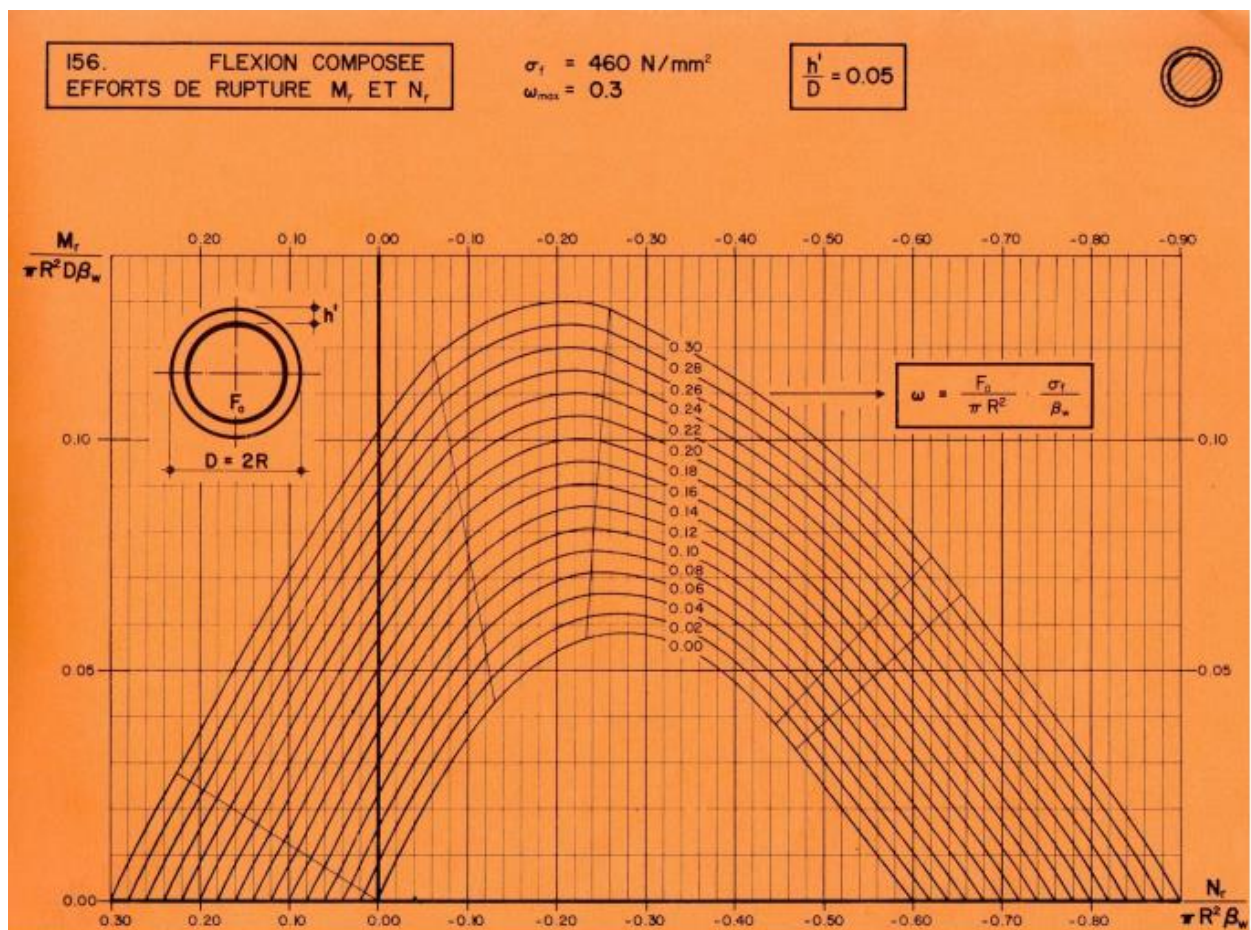
IV.2 ABAQUE DE WALTHER

Figure I-25 : Abaque de WALTHER N°156

IV.3 ABAQUE DE WARNER

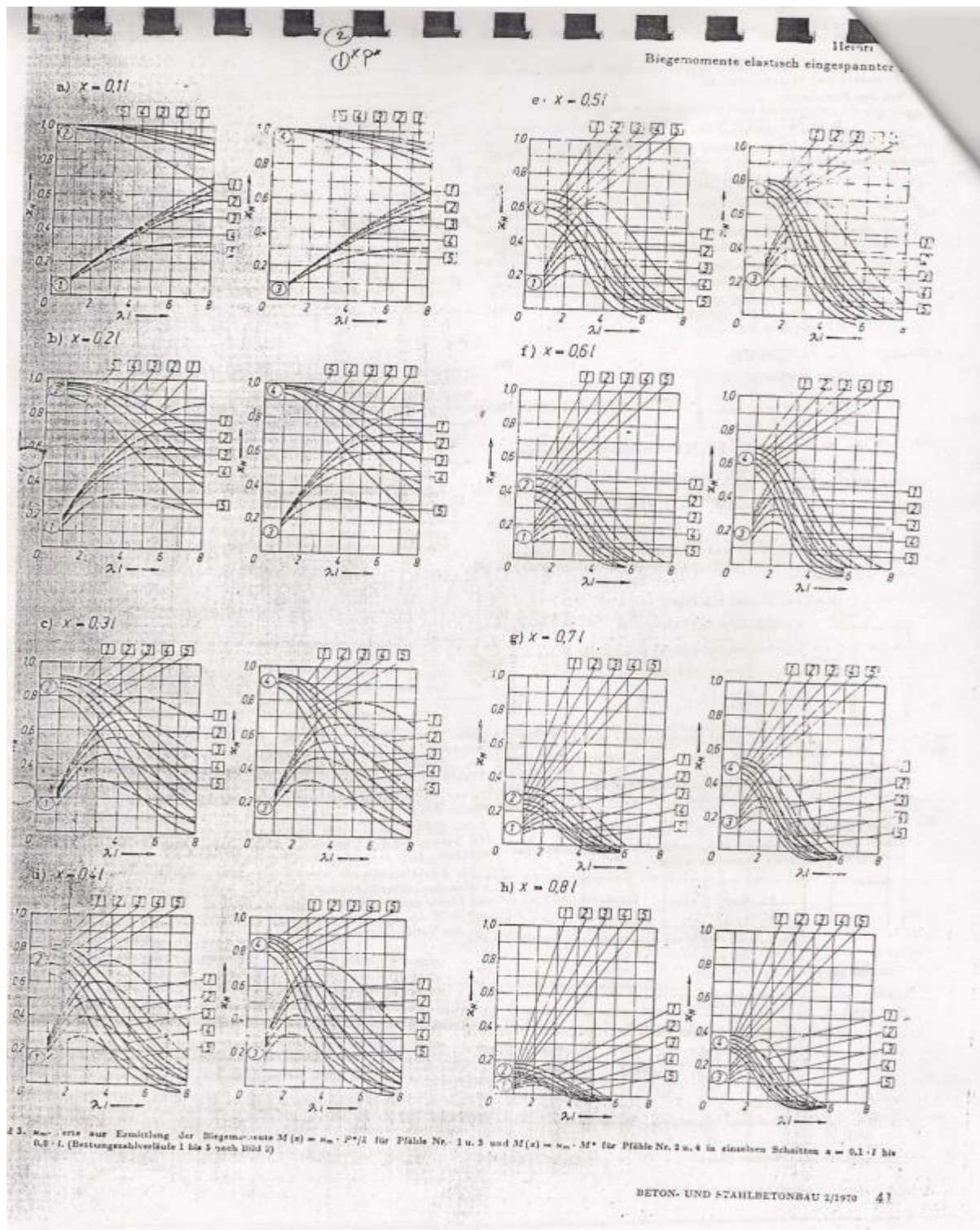


Figure I-26 : Abaque de WARNER

ANNEXE J

ANNEXE J.1

I COMBINAISONS DES ACTIONS SUR LA CULEE

I.1 COMBINAISONS A ELU

Tableau J-1 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELU

Formules	N_U (T)	H_U (T)	M_{Nu} (T.m)	M_{Hu} (T.m)	M_O (T.m)
$1.35N_G + 1.6(A_l + N_{rem})$	2764.05	-	372.3	-	-1667.42
$1.35H_G + 1.6(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	622.66	-	-2039.7	
$1.35N_G + 1.6(BC + N_{rem})$	2741.28	-	392.79	-	-1790.28
$1.35H_G + 1.6(Fr_{Bc} + H_{rem})$	-	643.25	-	-2183.07	
$1.35(N_G + M_{c120}) + 1.6N_{rem}$	2649.38	-	474.65	-	-1390.02
$1.35H_G + 1.6H_{rem}$	-	597.64	-	-1864.67	
$1.35(N_G + D_{240}) + 1.6N_{rem}$	2742.65	-	391.56	-	-1473.11
$1.35H_G + 1.6H_{rem}$	-	597.64	-	-1864.67	

I.2 COMBINAISONS A ELS

Tableau J-2 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELS

Formules	N_S (T)	H_S (T)	M_{NS} (T.m)	M_{HS} (T.m)	M_O (T.m)
$N_G + 1.2(A_l + N_{rem})$	2050.28	-	273.71	-	-1240.52
$H_G + 1.2(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	424.53	-	-1514.23	
$N_G + 1.2(BC + N_{rem})$	2033.21	-	289.08	-	-1332.67
$H_G + 1.2(Fr_{Bc} + H_{rem})$	-	477.4	-	-1621.75	
$N_G + M_{c120} + 1.2N_{rem}$	1962.94	-	351.69	-	-10
$H_G + 1.2H_{rem}$	-	443.25	-	-1382.95	
$N_G + D_{240} + 1.2N_{rem}$	2032.03	-	290.146	-	-1092.80
$H_G + 1.2H_{rem}$	-	443.25	-	-1382.95	

I.3 COMBINAISONS A ELA

Tableau J-3 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELA

Formules	N_A (T)	H_A (T)	M_{NA} (T.m)	M_{HA} (T.m)	M_O (T.m)
$N_G + 0.3E_v + 0.2(A_l + N_{rem})$	1941.99	-	384.66	-	-4206.99
$E_H + 0.2(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	1160.76	-	-4591.65	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(B_C + N_{rem})$	1939.15	-	387.22	-	-4222.45
$E_H + 0.2(Fr_{Bc} + H_{rem})$	-	1163.34	-	-4609.67	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(M_{c120} + N_{rem})$	1931.00	-	394.42	-	-4175.35
$E_H + 0.2H_{rem}$	-	1157.64	-	-4569.77	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(D_{240} + N_{rem})$	1944.82	-	382.111	-	-4187.65
$E_H + 0.2H_{rem}$	-	1157.64	-	-4569.77	

ANNEXE J.2

II MUR FRONTALE

Les tableaux suivants donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal :

II.1 LES CHARGES PERMANENTES

Tableau J-4 : Effort sur mur frontale dû aux charges permanentes

Désignations	N (T)	H (T)	X (m)	Y (m)	M_N (T.m)	M_H (T.m)
Tablier	405.53	-	0.2	5.5	81.106	-
Des d'appuis	1.65	-	0.2	5.5	0.33	-
Mur garde Grève	27.94	-	-0.6	6.73	-16.77	-
Corbeau	22.29	-	-0.92	5.91	-20.51	-
Dalle de transition	22.29	-	-0.92	5.91	-20.51	-
Mur frontal	261.60	-	0	2.75	0	-
Poussé statique terre sur MF	-	279.58	-	2.63	-	735.30
SOMME	741.30	279.58	-	-	23.64	735.30

II.2 POIDS DES SURCHARGES SUR REMBLAIS

Tableau J-5 : Effort sur mur frontale dû aux surcharges sur remblais

Désignations	N (T)	H (T)	X (m)	Y (m)	M_N (T.m)	M_H (T.m)
Surcharges sur remblais	29.72	-	-0.92	-	-27.34	-
Poussées statique des surcharges	-	24.89	-	1.83	-	45.54
Poussées dynamique des surcharges (cas 2)	-	40.22	-	1.83	-	73.60
Poussées dynamique des surcharges (cas 3)	-	37.52	-	1.83	-	68.66

II.3 SURCHARGES D'EXPLOITATION

Tableau J-6 : Effort sur mur frontale dû aux surcharges d'exploitation

Désignations	N (T)	H (T)	X (m)	Y (m)	M_N (T.m)	M_H (T.m)
Surcharge A1	162.06	15.63	0.2	5.5	32.412	86.07
Surcharge Bc	147.83	28.5	0.2	5.5	29.56	156.75
Surcharge Mc120	107.13	-	0.2	5.5	21.42	-
Surcharge D240	176.22	-	0.2	5.5	35.24	-

II.4 CHARGES SISMIQUES

Tableau J-7 : Effort sur mur frontale dû aux charges sismiques

Désignations	E_V (T)	E_L (T)	X (m)	Y (m)	M_{E_V} (T.m)	M_{E_H} (T.m)
Tablier	172.23	147.69	0.2	5.5	34.45	812.29
Des d'appuis	0.12	0.41	0.2	5.5	0.024	2.25
Mur garde Grève	2.09	6.98	-0.6	6.73	-1.25	46.97
Corbeau	1.67	5.57	-0.92	5.91	-1.53	32.91
Dalle de transition	1.67	5.57	-0.92	5.91	-1.53	32.91
Mur frontal	19.62	65.4	0	2.75	0	180.504
Poussé dynamique terre sur culée (cas 2)	-	445.23	-	2.63	-	1170.95

Poussé dynamique terre sur culée (cas 3)	-	415.43	-	2.63	-	1092.58
TOTAL	197.4	676.85			30.10	2278.78

II.5 COMBINAISONS DES ACTIONS MUR FRONTALE

- **Combinaisons à ELU :**

Tableau J-8 : Sollicitations du mur frontale sous les combinaisons ELU

Formules	N_U (T)	H_U (T)	M_{Nu} (T.m)	M_{Hu} (T.m)	M_O (T.m)
$1.35N_G + 1.6(A_l + N_{rem})$	1307.60	-	40.02	-	1243.25
$1.35H_G + 1.6(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	422.26	-	1203.23	
$1.35N_G + 1.6(Bc + N_{rem})$	1284.83	-	35.46	-	1351.70
$1.35H_G + 1.6(Fr_{Bc} + H_{rem})$	-	462.85	-	1316.30	
$1.35(N_G + M_{c120} + 1.6N_{rem})$	1192.93	-	17.08	-	1082.59
$1.35H_G + 1.6H_{rem}$	-	417.25	-	1065.51	
$1.35(N_G + D_{240} + 1.6N_{rem})$	1286.2	-	35.74	-	1101.25
$1.35H_G + 1.6H_{rem}$	-	417.25	-	1065.51	

- **Combinaisons à ELS :**

Tableau J-9 : Sollicitations du mur frontale sous les combinaisons ELS

Formules	N_S (T)	H_S (T)	M_{NS} (T.m)	M_{HS} (T.m)	M_O (T.m)
$N_G + 1.2(A_l + N_{rem})$	971.43	-	29.72	-	922.95
$H_G + 1.2(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	328.20	-	893.23	
$N_G + 1.2(Bc + N_{rem})$	954.36	-	26.30	-	1004.30
$H_G + 1.2(Fr_{Bc} + H_{rem})$	-	343.64	-	978.00	
$N_G + M_{c120} + 1.2N_{rem}$	884.09	-	12.25	-	802.19
$H_G + 1.2H_{rem}$	-	309.44	-	789.94	
$N_G + D_{240} + 1.2N_{rem}$	953.18	-	26.07	-	816.01
$H_G + 1.2H_{rem}$	-	309.44	-	789.94	

- **Combinaisons à ELA :**

Tableau J-10 : Sollicitations du mur frontale sous les combinaisons ELA

Formules	N_A (T)	H_A (T)	M_{NA} (T.m)	M_{HA} (T.m)	M_O (T.m)
$N_G + 0.3E_v + 0.2(A_l + N_{rem})$	838.87	-	33.68	-	2344.39
$E_H + 0.2(Fr_{Al} + H_{rem})$	-	688.02	-	2310.71	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(B_C + N_{rem})$	836.03	-	33.11	-	2357.96
$E_H + 0.2(Fr_{BC} + H_{rem})$	-	690.59	-	2324.85	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(M_{c120} + N_{rem})$	827.89	-	31.48	-	2324.98
$E_H + 0.2H_{rem}$	-	684.89	-	2293.5	
$N_G + 0.3E_v + 0.2(D_{240} + N_{rem})$	841.70	-	34.25	-	2327.75
$E_H + 0.2H_{rem}$	-	684.89	-	2293.5	

ANNEXE J.3

III DALLE DE TRANSITION :

III.1 FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(30 \times 100) \text{ cm}^2$:

$M_{ELU} = 12.35 \text{ T.m}$ $c = 5 \text{ cm}$ $d = h_0 - c = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Acier FeE500 : $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.35}{1 \times 0.3^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.129$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,129}) = 0.173$$

$$Z = d \times 1 - 0,4 \times \alpha = 0,30 \times 1 - 0,4 \times 0,178 = 0.233 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_\mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{18.14 \times 10^4}{0.279 \times 435} = 12.18 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA₂₀ ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ELS} = 9.20 \text{ T.m} \quad \eta = 1.6 \text{ (Armatures à haute adhérence)} \quad f_{tj} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(333.33, 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$M_{statique}/_{axe\ neutre} = \frac{b \times y^2}{2} + n \times A'_s \times (y - d') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 15.71 \times (25 - y) = 0$$

$$\Delta = 1233780.92$$

$$Y = 8.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 0.0875^3}{3} + 15 \times 15.71 \times (0.25 - 0.0875)^2 = 8.46 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.20 \times 0.0875}{8.46 \times 10^{-4}} = 9.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 9.20 \times (0.25 - 0.0875)}{8.46 \times 10^{-4}} = 26507.09 \text{ T.m}^2$$

$$\sigma_s = 265.07 \text{ MPa} > \sigma_s = 207.31 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

ANNEXE J.4

IV CORBEAU

IV.1 FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(50 \times 100) \text{ cm}^2$:

$$M_{ELU} = 6.84 \text{ T.m} \quad c = 5 \text{ cm} \quad d = h_0 - c = 45 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier FeE500 : } \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.84}{1 \times 0.45^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.022$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}) = 0.028$$

$$Z = d \times 1 - 0,4 \times \alpha = 0,45 \times 1 - 0,4 \times 0,022 = 0.445 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_\mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{6.84 \times 10^4}{0.445 \times 435} = 3.53 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ELS} = 5.09 \text{ T.m} \quad \eta = 1.6 \text{ (Armatures à haute adhérence)} \quad f_{tj} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(333.33, 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$M_{statique}/_{axe\ neutre} = \frac{b \times y^2}{2} + n \times A'_s \times (y - d') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 5.65 \times (45 - y) = 0$$

$$\Delta = 769932.56$$

$$Y = 6.42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 0.0642^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (0.45 - 0.0642)^2 = 13.49 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.09 \times 0.0642}{13.49 \times 10^{-4}} = 242.24 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 5.09 \times (0.45 - 0.0642)}{13.49 \times 10^{-4}} = 21835.31 \text{ T.m}^2$$

$$\sigma_s = 218.35 \text{ MPa} > \sigma_s = 207.31 \text{ MPa} \quad (\text{Condition non Vérifiée})$$

ANNEXE J.5

V MUR EN RETOUR

V.1 FERRAILLAGE VERTICALE

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(80 \times 100) \text{ cm}^2$:

$$M_{ELU} = 109.16 \text{ T.m} \quad c = 5 \text{ cm} \quad d = h_0 - c = 75 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier FeE500 : } \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.16}{1 \times 0.75^2 \times 22.67 \times 10^2} = 0.122$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0856}) = 0,164$$

$$Z = d \times 1 - 0,4 \times \alpha = 0,75 \times 1 - 0,4 \times 0,112 = 0,689 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_\mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{109,16 \times 10^4}{0,705 \times 435} = 36,64 \text{ cm}^2$$

On prend deux rangées de 6HA20 ($A_s = 2 \times 18,85 \text{ cm}^2$) espacé de $S_t = 16,5 \text{ cm}$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ELS} = 81,53 \text{ T.m} \quad \eta = 1,6 \text{ (Armatures à haute adhérence)} \quad f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(333,33, 207,31) = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$M_{statique}/_{\text{axe neutre}} = \frac{b \times y^2}{2} + n \times A'_s \times (y - d') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 37,7 \times (75 - y) = 0$$

$$\Delta = 11876865,21$$

$$y = 26,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 0,269^3}{3} + 15 \times 37,7 \times (0,75 - 0,269)^2 = 239,31 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{81,35 \times 0,269}{239,31 \times 10^{-4}} = 903,18 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 9,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 81,36 \times (0,75 - 0,269)}{239,31 \times 10^{-4}} = 24529,37 \text{ T.m}^2$$

$$\sigma_s = 245,29 \text{ MPa} > \sigma_s = 240,99 \text{ MPa} \quad (\text{Condition non Vérifiée})$$

V.2 FERRAILLAGE HORIZONTAL

Le ferrailage se fait en flexion simple, la section de calcul considérée est $(80 \times 100) \text{ cm}^2$:

$$M_{ELU} = 127,22 \text{ T.m} \quad c = 5 \text{ cm} \quad d = h_0 - c = 75 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Acier FeE500 : $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1 \times 1,5} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{127,22}{1 \times 0,75^2 \times 22,67 \times 10^2} = 0,143$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099}) = 0,193$$

$$Z = d \times 1 - 0,4 \times \alpha = 0,75 \times 1 - 0,4 \times 0,126 = 0.673 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_\mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{127.22 \times 10^4}{0.698 \times 435} = 43.48 \text{ cm}^2$$

On prend deux nappes de 7HA₂₀ ($A_s = 2 \times 21.99 \text{ cm}^2$) espacé de $S_t = 14 \text{ cm}$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ELS} = 94.63 \text{ T.m} \quad \eta = 1.6 \text{ (Armatures à haute adhérence)} \quad f_{tj} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(333.33, 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$M_{statique}/_{axe\ neutre} = \frac{b \times y^2}{2} + n \times A'_s \times (y - d') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 43.98 \times (75 - y) = 0$$

$$\Delta = 10330704.09$$

$$Y = 34.5$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 0.345^3}{3} + 15 \times 43.98 \times 10^{-4} \times (0.75 - 0.345)^2 = 245.09 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{94.63 \times 0.345}{245.09 \times 10^{-4}} = 1332.07 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 13.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 94.63 \times (0.75 - 0.345)}{378.43 \times 10^{-4}} = 23464.37 \text{ T.m}^2$$

$$\sigma_s = 234.64 \text{ MPa} > \sigma_s = 207.31 \text{ MPa} \quad (\text{Condition non Vérifiée})$$