

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes Et Ouvrages d'Art

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
SUR OUED TAFARAHIG WILAYA
D'ELBAYADH**

Présenté par :

DJELLOUT Youcef

HAMICI Zakaria

Encadré par :

TABANI Samir

MAHIAOUI Yasmine

Promotion 2021/2022

Remerciement

En premier lieu, nous remercions ALLAH le tout-puissant de nous avoir accordé le courage, la santé ainsi que les moyens de réaliser notre projet de fin d'étude dans de bonnes conditions.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadrant M. TABANI Samir et notre Co encadrante Mme. MAHIAOUI pour leurs soutien, leurs encouragements, leurs conseils de début jusqu'à la fin de ce travail.

Nous exprimons aussi notre gratitude aux membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos chères familles et proches pour leurs soutiens morales au long de nos études plus particulièrement nos parents pour leurs encouragements et confiance permanente.

Nous tenons à remercier toute l'équipe pédagogique de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics et les intervenants professionnels responsables de notre formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci dans les bonnes conditions possibles.

Nous adressons nos remerciements à toute les personnes qui nous ont apporté leurs soutiens et leurs aides, de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

Résumé

Compte tenu aux grands projets exécutés en Algérie au domaine de travaux publics. Lenombre des ponts a été augmenté d'une façon énorme. Chose qui nous a encouragés à proposer l'étude d'un pont en béton précontrainte comme thème de notre projet de fin d'étude.

Ce pont qui permet le franchissement d'un oued dit oued Tafarahig au niveau de la liaison entre El Abiodh Sidi Cheikh à N'khila commune de Boussemgoune wilaya d'El-Bayadh au PK28+000

Ce travail est composé de trois axes principaux : La conception, le dimensionnement et le calcul des différentes sollicitations appliquées aux éléments du pont.

Les résultats sont traduits par un ferrailage des différents éléments composant de la structure.

Mots clé : Pont, Poutre, Béton, Précontraint post-tension, Pile, culée, câble.

Abstract

Considering the great projects carried out in Algeria in the field of public works. The number of bridges has been increased in a huge way. This encouraged us to propose the study of a bridge in pre-stressed concrete as the theme of our final project.

This bridge which allows the crossing of the river called River Tafarahig for the road linking El Abiodh Sidi Cheikh to N'khila municipality of Boussemgoune in the province of El-Bayadh at the KP28+000

This work is composed of three main axes: The design, the dimensioning and the Calculation of the various stresses and strains applied to the bridge elements.

The results are translated by a reinforcement of the various elements composing the structure.

Keywords : Bridge, Beam, Concrete, Post-tensioned prestressed, Pile, abutment, cable.

ملخص

باعتبار المشاريع الكبيرة المنفذة في الجزائر في مجال الأشغال العمومية. تم زيادة عدد الجسور بشكل كبير. وقد شجعنا ذلك على اقتراح دراسة جسر من الخرسانة المسبقة الاجهاد كموضوع لمشروع التخرج

هذا الجسر الذي يسمح بعبور النهر المسمى بنهر تافراهيغ على مستوى الخط الربط بين الابيوض سيدي الشيخ وبلدية نخيلة ببوسمغون بولاية البيض عند النقطة الكيلومترية 28 + 000

يتكون هذا العمل من ثلاثة محاور رئيسية: التصميم، قياس الأبعاد وحساب مختلف القوى المؤثرة على عناصر

الجسر.

وتترجم النتائج عن طريق تعزيز مختلف العناصر المؤلفة للهيكل

الكلمات المفتاحية : جسر ، رافدة،، خرسانة ، الإجهاد المسبق بعد الشد ، عمود ، دعامة ، كابل

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX :	1
LISTE DES FIGURES	4
LISTE DES ANNEXE.....	6
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	7
Chapitre I: Présentation de L'ouvrage	9
I.1. Introduction	10
I.2. But De L'étude	10
I.3. Élaboration Des Variantes	10
Chapitre II: Caractéristiques des matériaux.....	12
II.1. INTRODUCTION:.....	13
II.2. LE BETON :.....	13
II.3. LES CARACTERISTIQUES MECANIKES DU BETON.....	14
II.4. CONTRAINTES ADMISSIBLES :	14
II.5. DEFORMATION DU BETON.....	16
II.6. L'ACIER :	17
Chapitre III: Conception Générale De L'ouvrage	20
III.1. CHOIX DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE	21
III.2. LES VARIANTES ENVISAGEES :	21
III.3. COMPARAISON :	30
III.4. CONCLUSION	30
Chapitre IV: Évaluation des charges et surcharges.....	30
IV.1. INTRODUCTION :	32
IV.2. EVALUATION DES CHARGES :	32
IV.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANT	41
IV.4. CONCLUSION.....	46
Chapitre V: Etude de la Précontrainte	12
V.1. INTRODUCTION	48
V.2. LE PRINCIPE DE LA PRECONTRAITE :.....	48
V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE :	49
V.4. TRACE DES CABLES :	54
V.5. CALCUL DES PERTES DANS LES ARMATURES DE PRECONTRAITE :	60
V.6. CALCUL JUSTIFICATIF DES SECTIONS :	71
Chapitre VI: ETUDE DE LA DALLE.....	82

VI.1. INTRODUCTION	83
VI.2. L'ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE :	83
VI.3. L'ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE :	85
Chapitre VII: Calculs des déformations	89
VII.1. INTRODUCTION :	90
VII.2. CALCUL DES FLECHES :	90
VII.3. CALCUL DES ROTATIONS :	93
VII.4. Calcul des déplacements d'appuis :	94
VII.5. Conclusion :	95
Chapitre VIII: ÉQUIPEMENTS DU TABLIER	96
VIII.1. INTRODUCTION :	97
VIII.2. LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE :	97
VIII.3. LES DES D'APPUI :	102
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE :	103
Chapitre IX: ETUDE SISMIQUE.....	106
IX.1. INTRODUCTION :	107
IX.2. APPLICATION DU RPOA POUR LES PONTS NEUFS :	107
IX.3. CALCUL PARASISMIQUE :	107
IX.4. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES :	109
IX.5. COMPOSANTE HORIZONTALE :	109
IX.6. SEISME LONGITUDINAL (R.P.O.A.art.4.3.1.3.1) :	110
IX.7. SEISME TRANSVERSALE :	113
IX.8. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :	114
Chapitre X: ETUDE DE LA PILE	116
X.1. INTRODUCTION :	117
X.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :	117
X.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES ET LES REACTIONS :	119
X.4. ETUDE DU CHEVETRE :	120
X.5. ETUDE DE LA PILE:	124
X.6. ETUDE DE LA SEMELLE (méthode des bielles) :	131
X.7. ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX :	134
X.8. CONCLUSION	137
Chapitre XI: ETUDE DE LA CULEE	138
XI.1. INTRODUCTION :	139
XI.2. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE :	139

XI.3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE :	140
XI.4. CHARGES APPLIQUEES SUR LA CULEE.....	141
XI.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE :	146
CONCLUSION GENERALE.....	159
BIBLIOGRAPHIE.....	161
LES ANNEXES.....	163

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau IV.12 : Valeurs De T Et M Dues Au A(l).....	42
Tableau IV.13 : Valeurs De T Et M Dues Au B _c	43
Tableau IV.14 : Valeurs De T Et M Dues Au B _t	44
Tableau V.1 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,y)	58
Tableau V.2 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,z).....	58
Tableau V.3 : L'angle de relevage.....	59
Tableau V.4 : Pertes de tension par frottement.....	62
Tableau V.5: Pertes de tension par recule des ancrages	62
Tableau V.6: pertes par raccourcissement du béton pour les câbles de 1 ^{ère} famille	63
Tableau V.7 : pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 2eme famille	64
Tableau V.8 : Perte dues au fluage dans les câbles de 1 ^{ème} famille	68
Tableau V.9 : Perte dues au fluage dans les câbles de 2 ^{ème} famille	68
Tableau V.10 : Pertes par relaxation des câbles.....	69
Tableau V.11 : Pertes différée des câbles	70
Tableau V.12 : Pertes en Pourcentage	70
Tableau V.13 : Effort de précontrainte à distance (x).....	73
Tableau V.14: vérification des contraintes tangentielles	75
Tableau VI.1 : Le moment fléchissant transversal donné par ROBOT à L'ELU.....	83
Tableau VI.2 : Le moment fléchissant transversal donné par ROBOT à L'ELS.....	83
Tableau VI.3 : Le moment fléchissant Longitudinal donné par ROBOT à L' ELU.	86
Tableau VI.4 : Le moment fléchissant Longitudinal donné par ROBOT à L'ELS.	86
Tableau VII.1 : Valeurs de « σ_{pm} » à différentes sections.....	92
Tableau VII.2 : Valeurs des moments aux différentes sections.....	92
Tableau VII.3 : Valeurs Rotations sous la précontrainte.	94
Tableau IX.1 : Classification des ponts	107
Tableau IX.2 : Coefficient d'accélération de la zone.....	108
Tableau IX.3 : rigidité longitudinale des appareils d'appuis sur culée.....	112
Tableau IX.4 : rigidité transversale des appareils d'appuis sur culée.....	113
Tableau IX.5: Combinaison des composantes de l'action sismique	115
Tableau X.1 : Evaluation des charges.....	119
Tableau X.2 : Evaluation des surcharges	119
Tableau X.3 : Des Actions Sismiques.....	127
Tableau X.4 : combinaisons des actions	127

LES TABLEAUX

Tableau X.5 : Efforts provenant du Tablier	128
Tableau X.6 : Les Réaction Du Au Tablier	128
Tableau X.7: Les Combinaisons d'action au pied de la pile	129
Tableau X.8 : Les Combinaisons d'action max et par fut	129
Tableau X.9 : Les Réaction à L'ELU	131
Tableau X.10 : Les Réaction à L'ELS	131
Tableau X.11 : Les Réaction à L'ELA	132
Tableau XI.1 : les surfaces et centre de graviter	142
Tableau XI.2 : les efforts dus au tablier ont L'ELS	142
Tableau XI.3 : les efforts dus au tablier ont L'ELU	142
Tableau XI.4 : Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.....	143
Tableau XI.5 : Evaluation des charges sismiques.....	144
Tableau XI.6 : Les réactions sur culée.....	144
Tableau XI.7 : Les charges sismiques due à la poussée dynamique.....	144
Tableau XI.8 : Effort sismique totale.....	145
Tableau XI.9 : Effort sismique due au tablier.....	145
Tableau XI.10 : Effort sismique totale + tablier	145
Tableau XI.11 : Combinaison d'action sismique	146
Tableau XI.12 : les réactions sur pieux.....	146
Tableau XI.13 : les valeurs de M_p/k en fonction de H.....	149
Tableau XI.14 : les efforts sur la dalle de transition	150

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1: Position de l'Ouvrage.....	10
FIGURE II.1: Diagramme parabole rectangle du béton	15
FIGURE II.2 : Diagramme de traction d'un Acier de nuance 500mpa	17
FIGURE II.3 : Diagramme des contraintes déformation	18
FIGURE III.1 : Coupe transversale d'une poutre.	21
FIGURE III.2 Coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.....	26
FIGURE III.3 : Les caractéristiques brutes de la poutre.....	27
FIGURE III.4 : Coupe transversale d'une travée.....	28
FIGURE III.5 : Surface à protéger contre la corrosion.....	29
FIGURE IV.1 : SYSTEM b_c	35
FIGURE IV.2 : SYSTEM b_t	37
FIGURE IV.3 : SYSTEM Mc120.....	38
FIGURE IV.4 : convoie exceptionnelle D240.....	38
FIGURE V.1 : Le principe de la précontrainte	48
FIGURE V.2 : Précontrainte par post-tension	49
FIGURE V.3 : Classe de vérification des contraintes.....	52
FIGURE V.4: Caractéristiques des plaques d'ancrages.....	55
FIGURE V.5 : Disposition des plaques d'encrages.....	56
FIGURE V.6: Disposition des câbles médiane.....	57
FIGURE V.7 : les valeurs de f et φ	61
FIGURE V.8 : : zone de concentration des contraintes	78
FIGURE V.9 : : le prisme symétrique à l'Ancrage	78
FIGURE VI.1 : diagramme des moments transversaux ELS.....	84
FIGURE VI.2 : diagramme des moments transversaux ELU	84
FIGURE VI.9 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion longitudinale fibre inferieur à ELU	85
FIGURE VI.3 : diagramme des moments longitudinalement ELS.....	86
FIGURE VI.4 : diagramme des moments longitudinalement ELU	87
FIGURE VI.9 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion longitudinale fibre inferieur à ELU	87
FIGURE VI.10 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion longitudinale fibre inferieur à ELS	87
FIGURE VII.1 : Diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre	91
FIGURE VII.2 : Diagramme des moments de précontrainte.....	92
FIGURE VIII.1 : les valeur de a x b et t document de la SETRA	98

LES FIGURES

FIGURE VIII.2 : Schématisation de dé appui.	102
FIGURE IX.1 : séisme longitudinal.....	110
FIGURE X.1: les valeurs des moments a ELU.....	120
FIGURE X.2: les valeurs des moments a ELS	120
FIGURE X.6 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre supérieur a ELU	121
FIGURE X.7 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre supérieur a ELU	121
FIGURE X.4 : Schéma Statique Du Fût	125
FIGURE XI.1 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur	149

LISTE DES ANNEXE

1.	PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE :.....	164
	Annexe 1.1 : Caractéristiques géométriques de la section about	164
	Annexe 1.2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....	165
	Annexe 1.3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane	166
2.	ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	167
	Annexe 2.1 : Récapitulations de calcul de M et T	167
3.	RESULTATS DE LA MODELISATION :.....	168
	Annexe 3.1 : Moment de flexion du poids propre	168
	Annexe 3.2 : Moment de flexion de la combinaison 1,35G+1,35D240+0,9T.....	168
	Annexe 3.3 : Moment de flexion de la combinaison G+1,35D240+0,9T.....	169
4.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	170
	Annexe 4.1 : Tracé câble sur Plan X,Y	170
	Annexe 4.2 : Tracé câble sur Plan X,Z	170
	Annexe 4.3 : Vérification des contraintes Phase 1.....	171
	Annexe 4.4 : Vérification des contraintes Phase 2.....	171
	Annexe 4.5 : Vérification des contraintes Phase 3.....	172
	Annexe 4.6 : Vérification des contraintes Phase 4.....	172
	Annexe 4.7 : Ferrailage passif de la poutre sur section d'about	173
	Annexe 4.8 : Ferrailage passif de la poutre sur section médiane	174
5.	ETUDE DE LA DALLE.....	175
	Annexe 5.1 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre inférieure à ELU.....	175
	Annexe 5.2 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre inférieure à ELS	176
	Annexe 5.3 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre supérieure à ELU.....	177
	Annexe 5.4 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre supérieure à ELS	178
	Annexe 5.5 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre inférieure à ELU.....	179
	Annexe 5.6 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre inférieure à ELS	180
	Annexe 5.7 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre supérieure à ELU.....	181

LES ANNEXES

Annexe 5.8 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre supérieure à ELS	182
Annexe 5.9 : Ferrailage de la dalle	183
6. EQUIPEMENT DU PONT.....	184
Annexe 6.1 : Appareil d'appui en élastomère frette	184
Annexe 6.2 : Ferrailage de dé d'appui	184
Annexe 6.3 : Joint de chaussée pont TX140.....	185
Annexe 6.4 : Système d'évacuation des eaux.....	185
Annexe 6.5 : Dimension de la corniche préfabriquée	186
Annexe 6.6 : Glissières de sécurité	186
7. ETUDE SISMIQUE.....	187
Annexe 7.1 : Poids propre des piles.....	187
Annexe 7.2 : Rigidité longitudinale des futs de piles.....	187
Annexe 7.3 : Rigidité longitudinale des appareils d'appuis sur pile.....	187
Annexe 7.4 : Rigidité Transversale Des Appareils D'appuis Sur Pile.....	188
Annexe 7.5 : Répartition Des Efforts Transversale	188
8. ETUDE DE LA PILE	189
Annexe 8.1 : Dimension De La Pile	189
Annexe 8.2 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Inferieur a ELU	190
Annexe 8.3 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Inferieur a ELS.....	191
Annexe 8.4 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Supérieur a ELU	192
Annexe 8.5 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Supérieur a ELS	193
Annexe 8.6 : Ferrailage De La Chevêtre	194
Annexe 8.7 : Les Combinaisons a L'ELS (pour les futs)	194
Annexe 8.8 : Les Combinaisons a L'ELU (pour les futs).....	194
Annexe 8.9 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée de Fut.....	195
Annexe 8.10 : Ferrailage De Fut.....	196
Annexe 8.11 : : Les Réaction à L'ELU.....	196
Annexe 8.12 : Les Réaction à L'ELS	196
Annexe 8.13 : Ferrailage De La Semelle	197
Annexe 8.14 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Pour Les Pieux De La Pile	198
Annexe 8.15 : Ferrailage Des Pieux De la Pile.....	199

9 .	ETUDE DE LA CULEE	200
	Annexe 9.1 : Les Eléments De Culée	200
	Annexe 9.2 : Démontions De Culée Profil En Long.....	200
	Annexe 9.3 : Démontions De Culée Profil En Travers.....	201
	Annexe 9.4 : Les Moments Stabilisants Et Les Moments Renversants Dus Au Poids Propres.....	202
	Annexe 9.5 : Récapitulatif De Tous Les Efforts.....	202
	Annexe 9.6 : Evaluation Des Efforts Dus Au Poids Propre Sur Mur Frontal.....	203
	Annexe 9.7 : Evaluation Des Efforts Dus Au Tablier Sur Mur Frontal.....	203
	Annexe 9.8 : Calcul de Section en Flexion Composée pour Mur Frontal	204
	Section théorique $A_{S1} = 31.0$ (cm ²)	204
	Annexe 9.9 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur garde grève.....	205
	Section théorique $A_{S1} = 21.1$ (cm ²)	205
	Annexe 9.10 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Dalle De Transition	206
	Annexe 9.11 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Courbe	207
	Annexe 9.12 : Moment Flexion Du Mur En Retour M_{XX}	208
	Annexe 9.13 : Moment Flexion Du Mur En Retour M_{YY}	209
	Annexe 9.14 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur en Retour Selon YY	210
	Annexe 9.15 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur en Retour Selon XX.....	211
	Annexe 9.16 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Pour Les Pieux De La Culée	212
	Annexe 9.17 : Ferrailage Des Eléments De La Culée.....	213
	Annexe 9.18 : Ferrailage Des Eléments De La Culée.....	214

INTRODUCTION GÉNÉRALE.

Le besoin d'élargir les réseaux de communication dans les pays en voie de développement, comme l'Algérie, est de plus en plus ressenti vu l'accroissement de la compétitivité industrielle et commerciale aussi bien à l'échelle nationale qu'internationale.

En effet, l'amélioration de l'infrastructure en général, joue un rôle déterminant dans l'aménagement du territoire et dans la promotion du développement socio-économique d'un pays. Permettant de faciliter le transport des personnes et de marchandises, réduire le taux de pauvreté, le chômage et améliorer les performances économiques générales du pays.

Afin de réaliser des pareils à l'échelle nationale, de grands terrassements vont être nécessaires afin d'assurer un niveau de confort et de sécurité pour les utilisateurs de la route. Et parfois on le tracé routier doit obligatoirement passer par un relief difficile là où on doit penser de faire un pont le cas d'une dépression ou un obstacle (cours d'eau, passage inférieur, vallée, etc.) ou bien un tunnel le cas où le creusement devient moins coûteux que les terrassements.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ? Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

En premier lieu la tâche de l'ingénieur est la recherche d'une meilleure conception de ce pont, en tenant compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du tracé routier, on proposera quelques solutions envisageables pour retenir la variante qui nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillée.

Chapitre I: Présentation de L'ouvrage

I.1.INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est atteint par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré-dimensionnement, sujétion d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexités inhabituelle.

I.2.BUT DE L'ETUDE

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à poutre préfabriquées en béton précontraint, l'ouvrage d'art situé au PK 28+000 dz la liaison EASC-NKHILA au lieu dit oued tafarahig. La liaison entre abiodh sisi cheikh n'khila commune de boussemghoune wilaya D'Elbayadh



FIGURE I.1: Position de l'Ouvrage

I.3.ÉLABORATION DES VARIANTES

Choix du type d'ouvrage Le projet consiste à une élaboration d'un pré-dimensionnement et une comparaison des variantes les plus représentatives de notre ouvrage.

Le choix de la nature et du type de pont dépend de plusieurs critères, on cite essentiellement :

- L'obstacle à franchir, le gabarit à respecter ;
- La voie portée : pont (route, rails, etc.) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan) ;
- Les positions possibles des appuis ;
- La nature du sol de fondation ;
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible, toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

I.3.1. Données relatives à l'obstacle franchir

Il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à l'obstacle franchir. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

Le gabarit : Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. Pour notre cas, l'ouvrage conçu pour traverser une brèche.

Chapitre II: Caractéristiques des matériaux

II.1.INTRODUCTION:

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- ✓ Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- ✓ La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- ✓ Le choix des techniques de mise en œuvre ;

Dans ce chapitre, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisées pour cet ouvrage.

Le béton armé et le béton précontraint seront utilisés et devront être conforme aux règles techniques de constructions et de calcul des ouvrages.

- ✓ Béton armé : Fascicule 62-Titre I (Section II)
- ✓ BAEL 91 modifié 99 - Béton précontraint : Fascicule 62 –Titre I (Section II) / BPEL 91
- ✓ Règlement parasismique : RPOA version 2008

Ces règles nous définissent aussi les deux états limites pour lesquelles notre ouvrage devra être vérifié, ces deux états limites sont :

- ✓ ELU : c'est l'état au-delà duquel les matériaux dépassent les portances maximales entraînant ainsi la rupture de l'ouvrage
- ✓ ELS : c'est l'état qui définit les conditions limites d'exploitations et de durabilité, par une limitation des flèches et de l'ouverture des fissures

II.2.LE BETON :

II.2.1.Le béton :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise ou spécifiée. Celle-ci notée f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

II.2.2.Le béton armé :

C'est un matériau composite constitué de béton et d'acier qui a lie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.

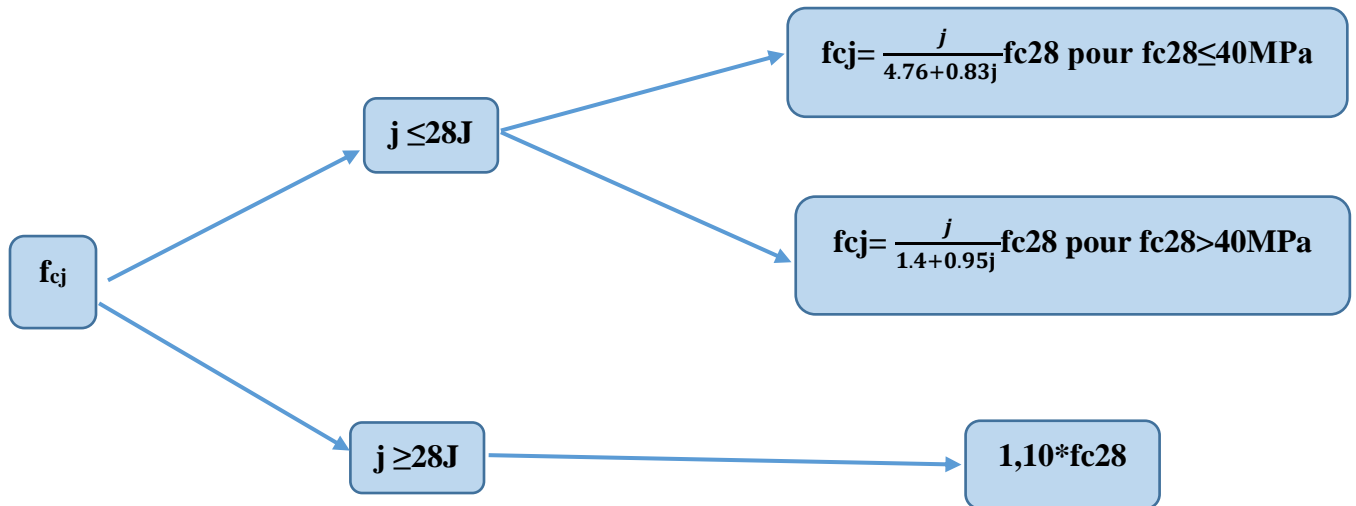
II.2.3.Le béton précontraint :

C'est du béton associé à des torons (acier actifs) plus a de l'acier ordinaire (passifs). Le béton destine à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui d'estimé au béton arme sauf qu'on l'utilise sous contrainte plus élevée.

II.3.LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DU BETON

II.3.1.La résistance à la compression :

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton. Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).



On peut admettre une résistance au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement et f_{c28} ne dépassant pas 40MPa).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{pour le béton de tablier} \\ 25\text{MPa} & \text{pour le béton de l'infrastructureur} \end{cases}$$

II.3.2.La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{ij} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées MPa.

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06(35) = 2,70\text{MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35\text{MPa} \\ 0,6 + 0,06(25) = 2,1\text{MPa} & \text{pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \end{cases}$$

II.4.CONTRAINTES ADMISSIBLES :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

II.4.1. Contraintes admissibles à la compression

➤ Calcul à L'E.L.U :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

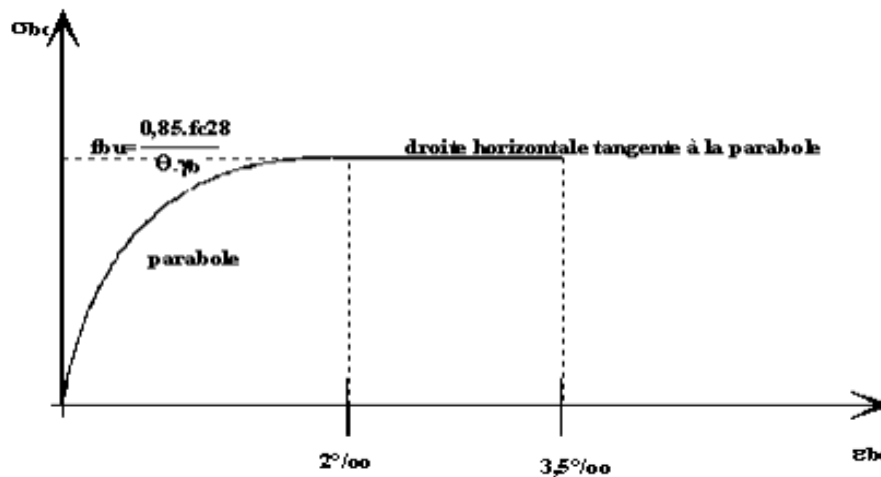


FIGURE II.1: Diagramme parabole rectangle du béton

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

- ✓ Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- ✓ 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires (fondamentales)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelles} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 14,17 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ 18,48 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable :

- ✓ De la durée d'application de la charge (effet de Rûch).
- ✓ Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

➤ Calcul à L'E.L.S :

Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0,56 & \text{en construction} \end{cases}$$

Tableau II.1 : Contraintes à la compression

f_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
35	17,50	21,00
27	13,50	16,2

II.5.DEFORMATION DU BETON

II.5.1.Mode de Déformation longitudinale du béton E

On définit deux modules de déformation pour le béton donné par les règles B.P.E.L comme suit:

✓ **Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h) :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24 h le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

✓ **Module de déformation différée E_{vj} (longue durée >24h) :**

Pour un chargement d'une durée d'application supérieur à 24 h le module de déformation instantanée du béton E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Tableau II.2 : Modules de déformation

f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
35	128333,33	43166,66
25	91666,66	30833,33

II.5.2.Mode de Déformation transversale G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où : ν représente le coefficient de poisson

✓ **Coefficient de Poisson :**

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

- ✓ $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS)
- ✓ $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

II.6.L'ACIER :

- ✓ Les aciers passifs
- ✓ Les armatures de précontrainte

II.6.1.Les aciers passifs :

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques :

- ✓ Nuance FeE500.
- ✓ Limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa
- ✓ Le module de déformation longitudinale de l'acier $E_s = 2.10^5$ MPa
- ✓ Poids volumique 78.5 KN/m³
- ✓ **Diagramme contrainte-déformation :**

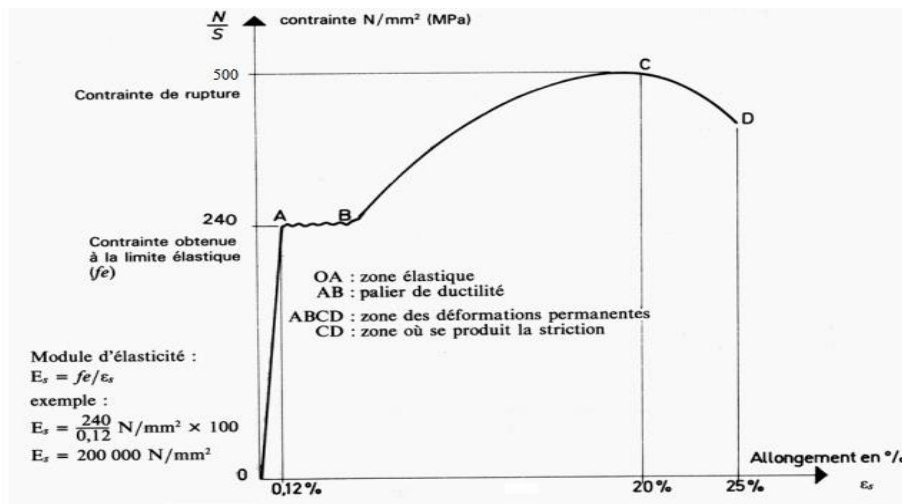


FIGURE II.2 : Diagramme de traction d'un Acier de nuance 500MPa

II.6.2.Contrainte limite de traction :

Cette contrainte limite de traction dépend des types de la fissuration et de cas de situation.

➤ Calcul à l'E.L.U :

À l'état limite ultime (E.L.U) la contrainte σ_s sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

- $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle) $\Rightarrow \sigma_s = 500$ MPa
- $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable ou transitoire) $\Rightarrow \sigma_s = 434,78$ MPa

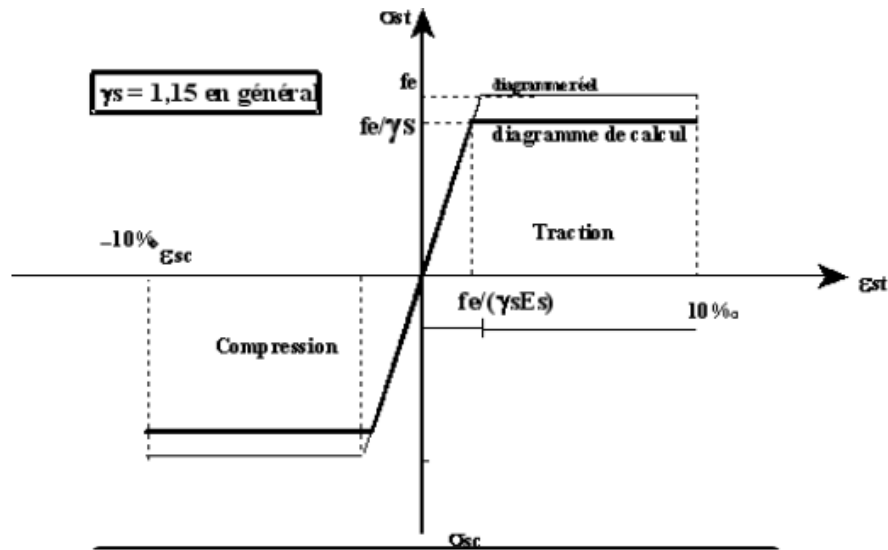


FIGURE II.3 : Diagramme des contraintes déformation

➤ Calcul à l'E.L.S :

Pour le calcul aux E.L.S nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Tableau II.3 : Limitation De La Contrainte D'acier

Cas de fissuration	σ_{St} (MPa)
<i>Fissuration peu nuisible</i>	Pas de limitation de contrainte
<i>Fissuration préjudiciable</i>	– rond lisse : $\sigma_{St} = \frac{2}{3} f_e$ – barre HA : $\sigma_{St} = \{0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}$
<i>Fissuration très préjudiciable</i>	– rond lisse : $\sigma_{St} = 0,8 \times \frac{2}{3} f_e$ – barre HA : $\sigma_{St} = \{0,4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\}$

II.6.3. Les aciers de précontraintes :

Les armatures de précontrainte doivent satisfaire aux prescriptions du titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré-tension ou post-tension) du fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du CCTG.

Ces armatures doivent, soit être agréées par le ministère concerné, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'une autorisation d'emploi. Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la catégorie (fils, barres ou torons) d'armatures à utiliser est définie par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte. Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, seuls peuvent être utilisés les torons et les fils autres que les fils ronds et lisses.

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15.

➤ **Caractéristiques géométriques :**

- ✓ Nombre de torons par câble : 12 torons.
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p = 12 \times 140 \text{ mm}^2 = 1680 \text{ mm}^2$
- ✓ Diamètre extérieure de la gaine : $\Phi_{\text{ext}} = 80 \text{ mm}$.

➤ **Caractéristiques mécaniques:**

- ✓ Limite de rupture garantie $f_{\text{prg}} = 1\,770 \text{ Mpa}$
- ✓ Limite élastique garantie $f_{\text{peg}} = 1\,593 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité $E_p = 190\,000 \text{ Mpa}$
- ✓ Coefficient de frottement en courbe $f = 0.18 \text{ rd-1}$
- ✓ Coefficient de perte de tension pas unité de longueur $\phi \text{ (m}^{-1}\text{)} = 0.002$
- ✓ Glissement par recul d'encrage $g = 3 \text{ mm}$
- ✓ Coefficient de répartition transversale $\mu_0 = 0.43$
- ✓ Relaxation des câbles à 1000 heures $\rho_{1000} = 2.5 \%$

Chapitre III: Conception Générale De L'ouvrage

III.1.CHOIX DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées peuvent être de nature très diverses.

Pour aboutir meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail 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 aléas pendant l'exécution.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalle en béton armé ou précontraint coulés en place vue la grande difficulté d'étaisage et décoffrage.

III.2.LES VARIANTES ENVISAGEES :

Pour notre cas, seulement deux variantes peuvent être envisagées :

✓ **Variante 1 :**

Pont à poutre en béton précontraint.

✓ **Variante 2 :**

Pont mixte

III.2.1.Pont à poutre en béton précontraint

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension ou pré tension), leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, leurs portées les plus économiques se situent entre 25 et 50 m

III.2.1.1.Caractéristiques géométriques du tablier

➤ **Largeur du tablier**

La largeur totale de notre tablier est de **9,76 m**.

➤ **Longueur des travées**

Cet ouvrage contient huit (08) travées.

➤ **Les poutres**

La section transversale de notre poutre est de forme en I avec talon.

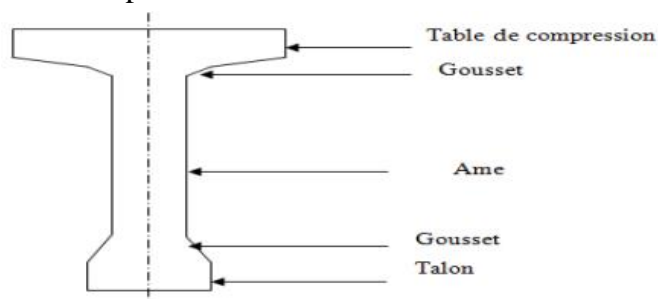


FIGURE III.1 : Coupe transversale d'une poutre.

a. Définition de la poutre

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel en béton précontraint dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième pour supporter la dalle du pont.

b. Distance entre axes :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement des poutres est donné par la formule suivante :

$$E = (L_T - L_t) / (N - 1)$$

Avec :

- L_T = Largeur tablier
- L_t = Largeur table de compression
- N = nombre de poutres

<i>N^{bre} Poutres</i>	5	6	7	8
<i>Espacement(m)</i>	2.09	1.62	1.39	1.19

On prend 6 poutres espacées de 1.62m

De plus on doit respecter la relation suivante :

$$1.50 \leq d \leq 2.50 \text{ m}$$

On prend :

$$d = 1.62 \text{ m}$$

Le nombre de poutre est alors :

$$N = 6 \text{ Poutres}$$

c. Hauteur de totale (h_t)

La hauteur des poutres est un paramètre important puisque :

- ✓ Si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, il y a le risque de présenter une trop grande prise au vent;
- ✓ La réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

Lorsque la portée $L \geq 20\text{m}$ la hauteur totale de la section de la poutre est donnée par la formule de G. DREUX :

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H_t \leq \frac{L}{20} + 0.5$$

Pour $L = 33.4\text{m}$

$$1.47 \leq Ht \leq 2.17$$

On prend :

$$H_t = 1.75 \text{ m}$$

d. Épaisseur de l'âme

L'âme a une section non prismatique, son épaisseur à la zone d'about est plus que celle à mi travée ; car l'effort tranchant est maximum au niveau des appuis.

Elle est dimensionnée en fonction du respect des conditions suivantes:

- ✓ La résistance à l'effort tranchant;
- ✓ Enrobage convenable des armatures de précontrainte;
- ✓ Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre.
 - Au niveau de la section médiane

D'après le guide S.E.T.R.A, deux situations sont prévisibles :

$$e_p \Rightarrow h_p / 40 + 9$$

$$e_p \Rightarrow 12,75 \text{ cm}$$

- Section d'about : $e_p = 0,6 \text{ m}$
- Section intermédiaire : $e_p = 0,42 \text{ m}$
- Section mi-travée : $e_p = 0,22 \text{ m}$

e. Table de la compression

- **Largeur de la table de compression (b)**

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, réduit le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur

$$L_T \geq 0.6 \times H_T$$

$$L_T \geq 1.05 \text{ m} \quad \text{Prenons : } L_T = 1.4 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la table de compression :**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité. $0.10\text{m} \leq e \leq 0.15\text{m}$

On prend

$$e=0.12\text{cm}$$

- **Gousset de la table de compression**

Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage L'inclinaison est entre 45° et $\text{Arc tg}(2/3) = 56^\circ$ **on prend 45°**

f. Talon

- **Largeur du talon (bt)**

L'aire de la section du talon est déterminée par les conditions d'état limite de service et la contrainte de compression du béton en fibre inférieure de la poutre

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_{t,\text{Talon}} \geq (l \cdot L^2) / (K \cdot H_t^2)$$

Avec :

- ✓ $b_{t,\text{Talon}}$: sommes des épaisseurs de tous les talons
- ✓ K : $1300 \geq K \geq 1100$
- ✓ l : largeur du tablier
- ✓ L : portée de la travée
- ✓ H_t : Hauteur totale du tablier

Donc

$$b_{t,\text{Talon}} \geq (9.76 \cdot 33.4^2) / (1200 \cdot 1.75^2) \geq 2.96$$

Alors

$$bt \geq b_{t,\text{Talon}} / N \geq 2.96 / 6 \geq 0.50\text{m}$$

On prend : **bt = 60cm**

Le pied de poutre a une hauteur qui varie entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon on adopte **20 cm**

- **Epaisseur du talon**

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est comprise entre 0,1m et 0,2m pour des largeurs du talon variant de 0,6m à 0,8m. On prend dans notre cas **e1=0,2m**.

- **Largeur Du Gousset De Talon**

D'après le guide S.E.T.R.A, on prend : $\alpha=45$ **e2=19 cm**.

III.2.2.La dalle

a. La définition de la dalle (l'hourdis)

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

La dalle est généralement soit coulé sur place, soit préfabriquée. Le coulage sur place est le procédé le plus utilisé. Il doit se faire sur toute la largeur de l'ouvrage.

b. Largeur de la dalle (l_a)

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont : $l_a = 9,76 \text{ m}$.

c. Longueur de la dalle (L_d)

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont, elle est égale à la longueur des Poutres : $L_d = 33,4 \text{ m}$.

d. Épaisseur de la dalle (e_d)

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour mieux répandre les efforts de flexions transversaux.

L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m :

$$0,20 \text{ m} < e < 0,30 \text{ m},$$

Pour notre cas, on adopte une épaisseur :

$$e_d = 0,25 \text{ m}.$$

III.2.3.Caractéristiques du pont :

- ✓ La portée : une portée de 33,4m ;
- ✓ Profil en travers : un dévers unique ou en toit voire annexe III de 2,5% ;
- ✓ Les poutres : 6 poutres dans chaque travée de 33,5 m de longueur et de 1,5 m de hauteur espacées de 1,62 m ;
- ✓ La dalle : une largeur de 9.76 m et une épaisseur de 25 cm, plus une pré-dalles de 2 cm.
- ✓ Dispositifs de retenus : les dispositifs de retenue (glissières métalliques) sont en acier galvanisé, composés de glissières de sécurité de niveau H3 ;
- ✓ Chaussée : $L_c = 8 \text{ m}$, de deux voies 3,5 m chacune et une bande dérasée gauche de 0,5 m et une bande dérasée droite de 0,5 m ;
- ✓ Revêtement : en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7,5 cm et étanchéité de 0,5 cm).
- ✓ Trottoir + corniche: une largeur de 1 m.

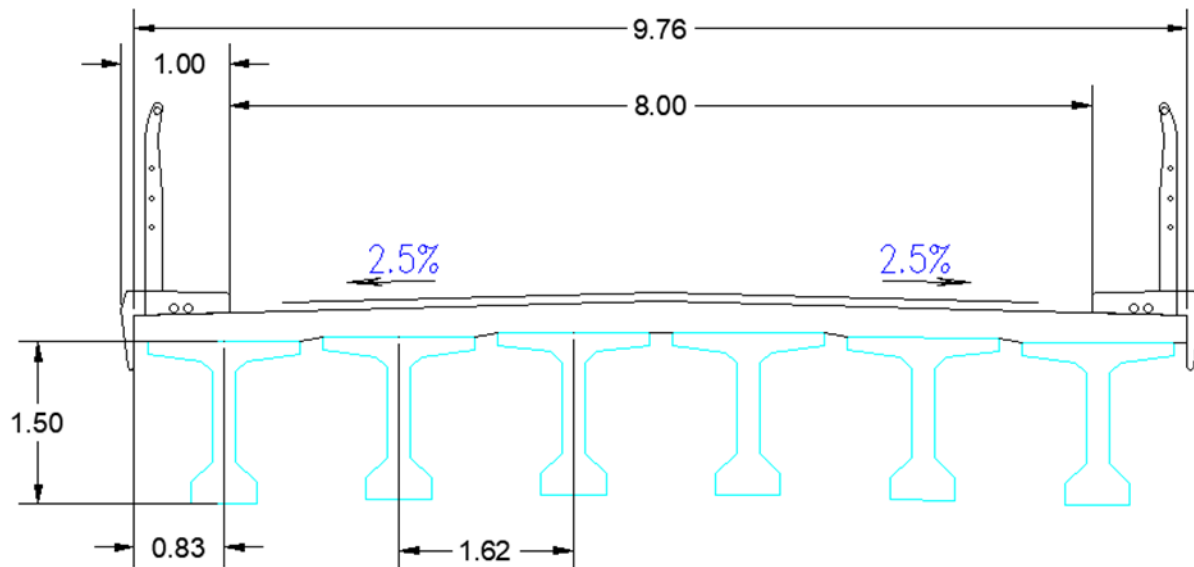


FIGURE III.2 Coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.

III.2.4. Caractéristiques géométriques des poutres

III.2.4.1. Définitions

- La section brute
 - ✓ Elle résulte du plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs enclaves.
 - ✓ Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

III.2.4.2. Notation utilisées

Nous devons la surface totale de la poutre en des surfaces élémentaires pour calculer les moments d'inertie, on utilise la méthode de « Huygens ».

$$I_{\Delta} = I_G + B_i \times Y_i^2$$

- ✓ I_{Δ} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (Δ)
- ✓ (Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- ✓ I_G : Moment d'inertie de la section considéré par rapport à l'axe (Δ)
- ✓ $I_{gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$: pour une section rectangulaire ($b \times h$) ;
- ✓ $I_{gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$: pour une section rectangulaire ($b \times h$) ;
- ✓ B_i : l'aire de la section d'un élément (i).
- ✓ V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure. $V = H_t - V'$
- ✓ V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure. $V' = \frac{\sum B_i \cdot y_i}{\sum B_i}$
- ✓ Y_i : centre de gravité de chaque apparence

- ✓ B : l'aire de la section de la poutre.
- ✓ $S_{/\Delta}$: Moment statique de la section considéré par rapport à l'axe (Δ). $S_{/\Delta} = B.y$
- ✓ I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité. $I_G = \sum I_{\Delta} - S_{/\Delta}V'$
- ✓ ρ : Rendement géométrique de la poutre. $\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{r^2}{V.V'}$
- ✓ r: rayon de giration de la section. $r = \sqrt{\frac{I_g}{B}}$

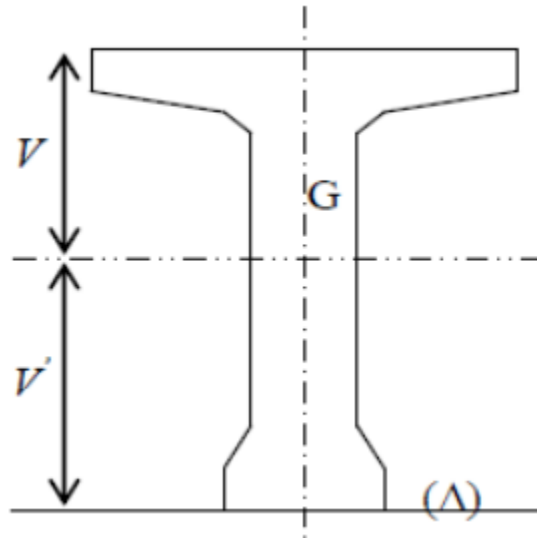


FIGURE III.3 : Les caractéristiques brutes de la poutre.

III.2.4.3.Ponts mixte

Dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques ; la dalle est connectée à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Dans ces relations, X est la longueur des travées courantes ou, en cas de travées inégales, la longueur pondérée des deux plus grandes travées consécutives

$$X = (2L_i + L_{i+1})/3 \text{ pour } L_i > L_{i+1}$$

Pour appliquer cette formule, les longueurs des travées de rive sont multipliées par 1,25 ou, en cas de travée isostatique, $X = 1.4L$

Pour notre cas on opte pour 1 travée de **123m** 2travées de **73.5m**

$$\text{Alors } X = (2*123 + 1.25*73.5)/3 = 112.63\text{m}$$

$$X = 112.63\text{m} ; L_T = 270\text{m}$$

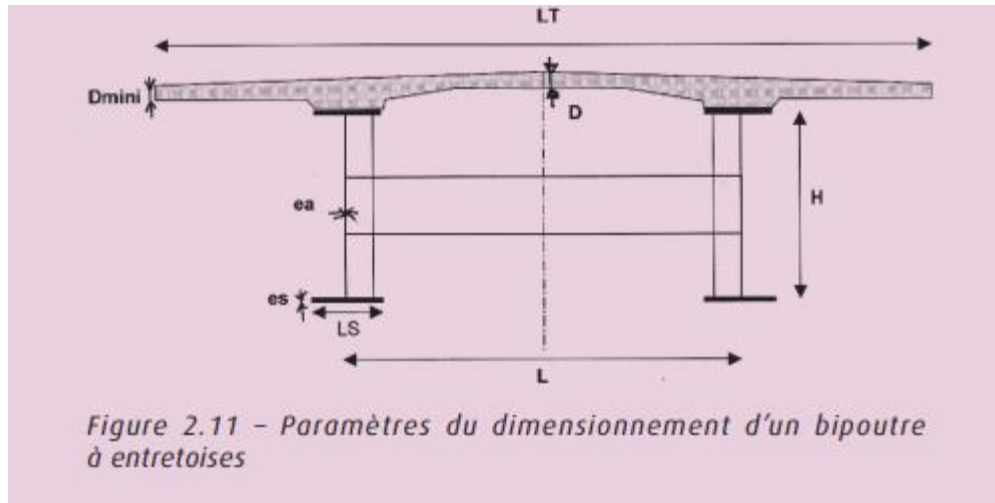


FIGURE III.4 : Coupe transversale d'une travée.

Les paramètres pour dimensionner les ponts mixtes

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	Binf - 0,100 pour un tablier à deux voies Binf - 0,200 pour un tablier à quatre voies
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

Hauteur des poutres H	$H_{Pile}=X/24=4.7m$;
Entraxe des poutres	$L=0.55Lt=0.55*15.5=8.6m$
Largeur des semelles inf	1.48m
Largeur des semelles sup	1.38m
Entretoises courantes	IPE500
Tonnage de charpente	303.34 kg/m ² de tablier
Epaisseur de la dalle	40cm au droit des PP ; 30cm au centre du tablier
Ratio de ferrillage de la dalle	250kg/m ³
Epaisseur de la semelle inf	50mm
Epaisseur de la semelle sup	30mm
Epaisseur de l'ame	30mm

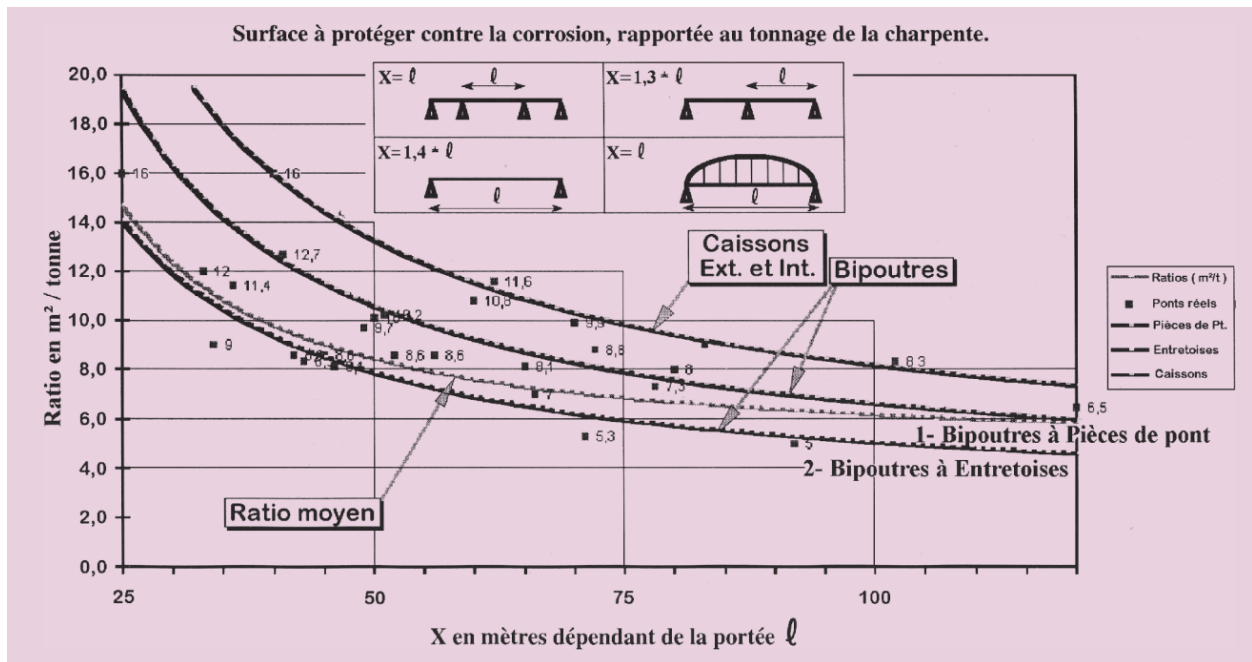


FIGURE III.5 : Surface à protéger contre la corrosion

Avec $X=100m$ on a un Ratio de $5m^2/tonne$ pour un Bipoutres à Entretoises.

III.3.COMPARAISON :

	<i>Pont Métallique</i>	<i>Pont en BP</i>
<i>Economie</i>	-	+
<i>Entretien</i>	-	+
<i>Esthétique</i>	-	-
<i>Exécution</i>	+	+
<i>Déblai</i>	+	+

Indices d'appréciations : (+) : favorable. (-) : peu favorable.

Par la comparaison entre les différentes variantes on peut conclure que :

- La variante mixte ou métallique est à éviter vu le risque de corrosion et la nécessité de l'entretien périodique qui est cher.
- Les ponts à poutres en béton précontraint présentent plusieurs avantages dans ce type de cas, ils sont plus simples à réaliser et plus économiques.

Notre choix porte sur la réalisation de sept (7) piles et deux culées, donc un pont à huit (8) travées à poutres identiques préfabriquées par pré-tension de 33,4 m de longueur et 1,5 m de hauteur à cause des avantages économiques et techniques qui sont données par la précontrainte.

III.4.CONCLUSION

Dans ce chapitre un pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier a été effectué (dimensionnement de la géométrie des poutres, largeur du tablier, les équipements, etc.), ainsi qu'un calcul des différentes caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique, etc.) pour les différentes sections transversales de la poutre (section poutre seule avec et sans l'hourdis).

Chapitre IV: Évaluation des charges et surcharges

IV.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

- **Les actions permanentes** : comprennent :
 - ✓ **Le poids des éléments porteurs** : (poutres, dalle, entretoises, etc.).
 - ✓ **Le poids des éléments non porteurs** : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- **Les actions variables** : comprennent :
 - ✓ **Les charges d'exploitation** : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR 2008).
 - ✓ **Les charges climatiques** : essentiellement vent et températures.
- **Les actions accidentelles** :

Telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA 2010. V.2

IV.2.EVALUATION DES CHARGES :

IV.2.1.Charges permanentes et compléments des Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

- **Les éléments porteurs (Charges permanentes)** :
 - ✓ **Ces charges sont appelées CP** :

Poids des poutres : $P_t = 16.725 \text{ kN/m}$

- **Les éléments non porteurs (compléments des Charges permanentes)**

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- ❖ Le revêtement.
- ❖ Les trottoirs.
- ❖ Les corniches.
- ❖ Les gardes corps.
- ❖ Les glissières de sécurité.
- ✓ **Les trottoirs**

Pour un seul trottoir : $P_{tro} = 0.25 \times 0,75 \times 25 = 5 \text{ kN/m}$

Pour deux trottoirs : $P_{tro} = 10 \text{ kN/m}$

✓ **Les corniches**

Pour une seule corniche : $P_{CO} = 0,2 \times 25 \times 0,75 = 5 \text{ kN/m}$

✓ **Le revêtement**

Le revêtement sera pour une épaisseur de 8cm sur deux voies de Largeur totale 8m

$$P_{rev} = \rho_{rev} \times S_{rev}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_{rev} = 25 \text{ kN/m}^3 \\ e_p = 0,08 \text{ m} \\ L_C = 8 \text{ m} \end{cases}$$

Pour Le revêtement : $P_{rev} = 25 \times 0,08 \times 8 = 16 \text{ kN/ml}$

✓ **Les gardes corps**

Le poids du garde-corps est $P = 1 \text{ kN/m}$

Le poids des deux gardes corps $P = 1 \times 2 = 2 \text{ kN/m}$

IV.2.2. Caractéristiques du pont (surcharges réglementaires)

➤ **Classe du pont :**

Les ponts peuvent être classés de différentes façons suivant leurs fonctions, les matériaux utilisés, la structure, le type de travées, ainsi que l'importance de l'ouvrage étudié. La classification d'un pont routier, se fera en fonction de sa largeur roulable. On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable

TABLEAU IV.1 : CLASSES DU PONT

CLASSE DU PONT	LARGEUR ROULABLE
I	$L_R \geq 7M$
II	$5,50M < L_R < 7M$
III	$L_R < 5,50 M$

➤ **Largeur roulable L_R :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Elle est égale dans notre cas à :

$$L_R = 8 \text{ m}$$

Dans notre cas $L_R = 8 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de **classe I** (1^{er} classe).

➤ Largeur chargeable L_C :

Elle se déduit de la largeur roulable, dans notre cas

$$L_C = L_R = 8 \text{ m}$$

➤ Nombre de voies :

La détermination du nombre de voies est donnée selon la relation suivante :

$$N = E\left(\frac{L_C}{3}\right) = E\left(\frac{8}{3}\right) = 2 \text{ voies}$$

✓ Largeur d'une voie L_V :

La largeur d'une voie est en fonction du nombre de voies et la largeur chargeable selon la relation suivante :

$$L_V = \frac{L_C}{N} = \frac{8}{2}$$

$$L_V = 4 \text{ m}$$

IV.2.3. Les surcharges :

On distingue plusieurs types de chargements, entre autres des charges sur la chaussée et des charges sur les trottoirs, ces charges routières sont divisées en deux groupes : charges générales (A et B) et charges exceptionnelles

IV.2.3.1. Système de charge A

Le système de charges A est une charge uniforme dont l'intensité $A(L)$ dépend de la longueur chargée (L) et les facteurs a_1 et a_2 dépendent du nombre de voies chargées et de la classe de l'ouvrage, cette charge vaut $A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$ pour une portée de $l \leq 200 \text{ m}$.

Applicable sur une ou plusieurs voies. L'évaluation de la charge A en kN/m^2 se fait par la formule établie dans l'article 4.1 et 4.2 du Fascicule 61, selon la longueur du pont.

Avec :

$$A(l) = \frac{230 + 36000}{L+12} \left[\text{kg/m}^2 \right]$$

✓ l : longueur chargée en (m)

✓ $A_i = a_1 \times a_2 \cdot A(L)$

➤ Le Coefficient a_1 : donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 : les valeurs de coefficient a_1

Nombre des voies		1	2	3	4	>5
classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	/	/	/
	Troisième	0,9	0,8	/	/	/

Donc : $a_1 = 1$

➤ Le Coefficient a_2 : $a_2 = \frac{v_0}{L_r}$

Avec

- ✓ L_R : étant la largeur d'une voie
- ✓ V_0 : ayant les valeurs données par le tableau

Tableau IV.3 : les valeurs de coefficient v_0

Classe De Pont	V_0
Première Classe	3,5 m
Deuxième Classe	3 m
Troisième Classe	2,75 m

Donc : $a_2 = 0.88$

Donc $A(l)$ pour 1 et 2 voies se calcul comme suit :

Tableau IV.4 : LES VALEUR A(L)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a_1	a_2	A(l)* a_1 * a_2 (kN/m ²)	L_v (m)	A(l)(kN/ml)
1	33.4	10.23	1	0.88	8.95	4.00	35.80
2	33.4	10.23	1	0.88	8.95	8.00	71.61

IV.2.3.2. Système de charges B :

S'applique uniquement au pont de première classe. Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- ✓ Le système b_c se compose de deux camions de type 30t.
- ✓ Le système b_t se compose de groupes de deux essieux dénommés « tandems » 32t.
- ✓ Le système b_r se compose d'une roue isolée de type 10 t.
- ✓ Le système b_c et B_r s'applique à toute les classe de ponts contrairement au système b_t

➤ **Système de charge b_c**

Le système est composé de deux camions type à trois essieux, et ayant un poids de 30 t pondéré par un coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et le nombre de voies chargées.

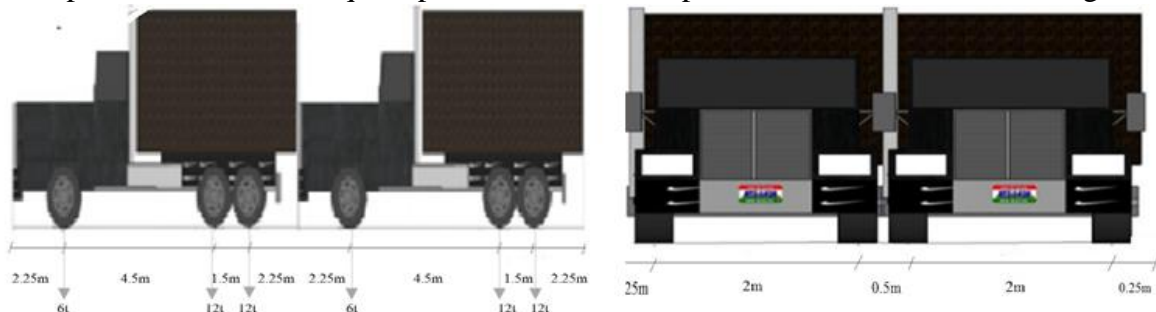


FIGURE IV.1 : SYSTEM b_c

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 : nombre maximale 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.
 - Disposition dans le sens longitudinal : 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.
 - Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans la même sens
- ✓ **Le coefficient b_c :**

Il est en fonction de la classe du pont, et du nombre de files considérées ; il est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : LE COEFFICIENT b_c

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

Notre pont est de la première classe :

$$b_c \text{ 1 voie} = 1.2 \ ; \ b_c \text{ 2voies} = 1.1$$

Tableau IV.6 : LES VALEUR B_c

N° des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

➤ **Système de charge b_t :**

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{er} et 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré

Chapitre IV: Évaluation des charges et surcharges

La surface d'impact de chaque roue (portant 8t) sur la chaussée est un rectangle uniformément

Chargé dont :

- Le côté transversal : mesure 0,60 m et le nombre de camion est égale à un.
- Le côté longitudinal : mesure 0,25 m autant de camions est limité à deux.
- Les valeurs des charges B_t sont multipliées par un coefficient « b_t » fonction de la classe du pont :

$$\begin{cases} \text{Première classe } b_t = 1,2 \\ \text{Deuxième classe } b_t = 0,9 \end{cases}$$

Tableau IV.7 : LES VALEUR B_t

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2 - 3 - 4	640	1.2	768

Il est soumis à la même disposition que le système b_c . Ses caractéristiques sont définies dans la figure ci-dessous :

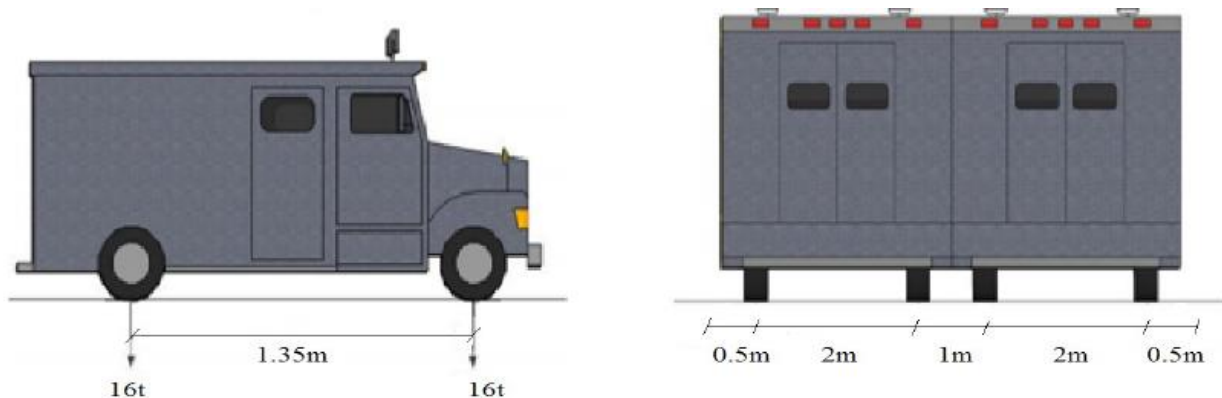


FIGURE IV.2 : SYSTEM b_t

IV.2.4. Surcharge militaire de type MC120 : [RCPR Art.4.10.1.2]

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Ces derniers peuvent circuler en convois :

- ✓ Dans le sens transversal : un seul convoi.
- ✓ Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter

L'espacement entre deux convois est environ de 30,5 m

- ✓ Masse totale est de **1100 kN**

- ✓ Longueur d'une chenille est de **6,10 m**
- ✓ Largeur d'une chenille est égale à **1,0 m**
- ✓ Distance d'axe en axe des deux chenilles est de **3,3 m**

La charge répartie est égale à :

$$Q_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} = 180.32 \text{ KN/ml}$$

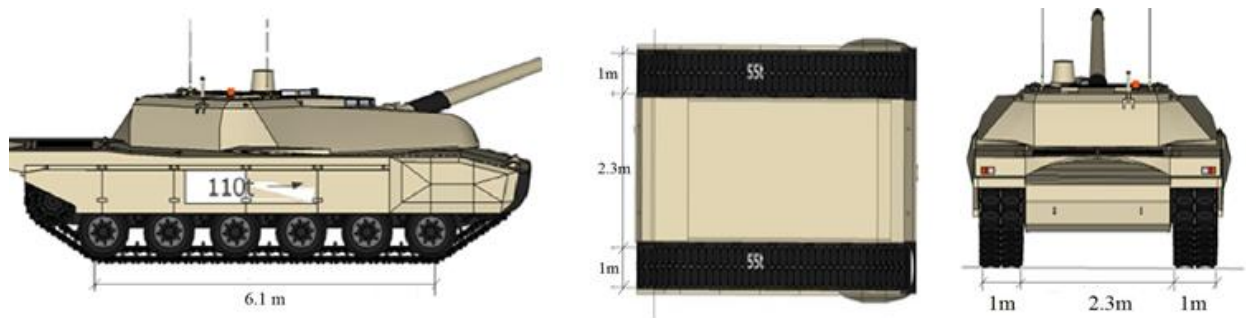


FIGURE IV.3 : SYSTEM Mc120

IV.2.5.Surcharges exceptionnelles D240 :

Le système comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes, de deux essieux de 2400kN de poids total repartit au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de largeur sur 18.6 m de longueur.

Cette surcharge n'est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique et elle n'engendrent pas d'effort de freinage.

La charge répartie est égale à :

$$Q_{D240} = \frac{2400}{18.6} = 129,03 \text{ KN/ml}$$

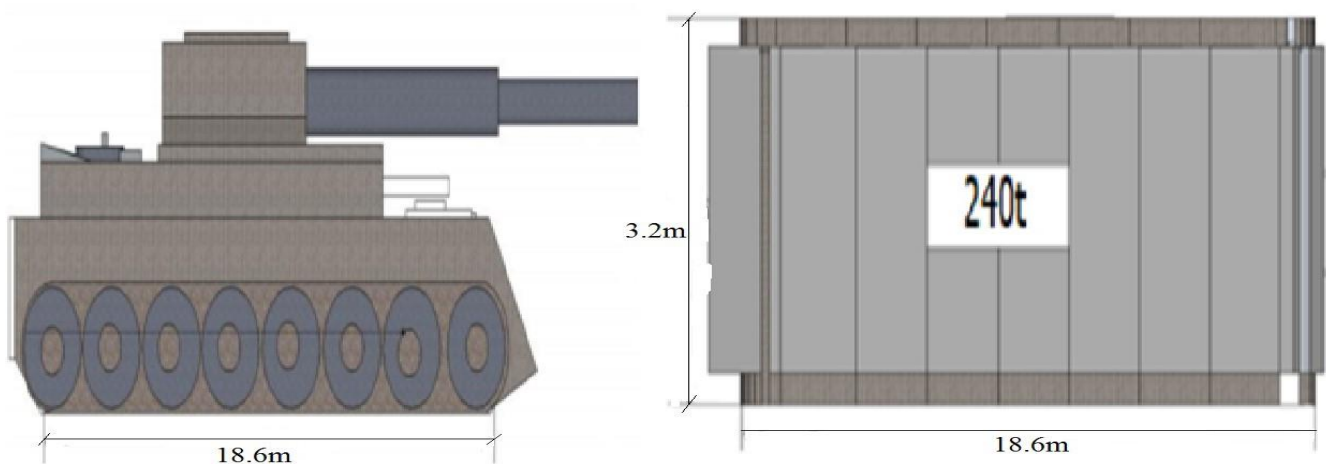


FIGURE IV.4 : convoie exceptionnelle D240

IV.2.6.Coefficient de majoration dynamique (RCPR Art.4.6) :

Le coefficient de majoration dynamique est noté δ est applicable pour les surcharges B et M (militaires).

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec

- L : représente la longueur de l'élément exprimé en mètre L=33,5 m.
- G : charge permanente de l'élément.
- Q : le tonnage des camions chargés.(la charge B ou M maximal prise avec pondération appliquée à l'élément)
- S : sa charge maximale

Tableau IV.8 : Coefficient de majoration dynamique δ

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
<i>B_c</i>	33.5	6672.4	1920	1.092
<i>B_t</i>			768	1.069
<i>Mc120</i>			1100	1.076

IV.2.7.Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A(l) et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, F effort s'exerçant à la surface de la chaussée.

- ✓ Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.
- ✓ Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinages sont traités comme les charges des systèmes A et B.

IV.2.7.1.Effort dû au système A(l) :

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec

- S : surface chargé par m²
- A(l) : chargement de cas le plus défavorable

Tableau IV.9 : Effort dû au système A(l)

<i>N des voies</i>	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	133.60	8.95	58.43
2	267.20	8.95	114.24

IV.2.7.2. Effort de freinage correspondant à B_c :

Chaque essieu d'un camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi :

- Les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.
- Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable.
- Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques.
- Les coefficients b_c ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système B_c.
- Donc : $F_{Bc} = 300 \text{ kN}$

IV.2.8. Effets du Gradient thermique

- ✓ Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journalièrement entre fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.
- ✓ Les sollicitations dues à ce phénomène se traduisent par des déformations de la structure, la répartition des températures à l'intérieur de chaque section suit une loi complexe, pour faciliter les calculs, on assimile cette loi à une variation linéaire produisant les mêmes effets globaux ; c'est à dire T est indépendant de X et de Y mais varie linéairement sur la hauteur du tablier.
- ✓ Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation ou contrainte, (dans la mesure où h varie assez lentement) dans les poutres isostatiques.
- ✓ Le gradient assumé, valide dans le cas d'extrados plus chaud que l'intrados, est assumé en faveur de la sécurité dans le cas d'extrados plus froid que l'intrados. Dans ce cas, la valeur effective sera inférieure à 2°C
- ✓ ΔT_N induit une variation de longueur
 - Dimensionnement des joints de chaussée
 - Dimensionnement des appareils d'appui
 - Efforts hyperstatiques dans certaines structures (portiques hyperstatiques, etc.)
- ✓ ΔT_M induit une rotation dans chaque section
 - Dans une poutre isostatique
 - Courbure mais pas d'effort
 - Dans une poutre hyperstatique

- Courbure et efforts hyperstatiques
- ✓ DTE induit une distribution auto-équilibrée de contraintes dans la section (contraintes résiduelles) .
 - ✓ le coefficient de dilatation du béton $5 \cdot 10^{-6}$ par degré Celsius.

Le module de déformation longitudinale, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton E_i , environ égal à 40 000 MPa.

Précisons enfin que pour le calcul des appuis on ne prend en compte que les sollicitations transmises par le tablier, c'est à dire que l'on n'envisage pas d'appliquer des gradients thermiques aux piles ou culées. Cette position est justifiée par les faits suivants:

- ✓ Les revêtements en produits noirs rendent le tablier particulièrement sensible aux effets de l'ensoleillement, alors que les appuis sont relativement protégés.
- ✓ Les appuis sont justifiés avec une excentricité additionnelle forfaitaire de l'effort normal qui tient compte implicitement des efforts éventuels d'un gradient thermique sur ces appuis. On assume une variation linéaire le long de la hauteur égale à $\Delta T = 0.70 \cdot 10^\circ$ ou le coefficient réductif 0.70 tient compte de la réduction de la température d'extrados pour l'effet de la protection due à l'épaisseur de la couche bitumineuse.
- ✓ La valeur du gradient thermique est appliquée à l'aide du logiciel ROBOT MILLENIUM.

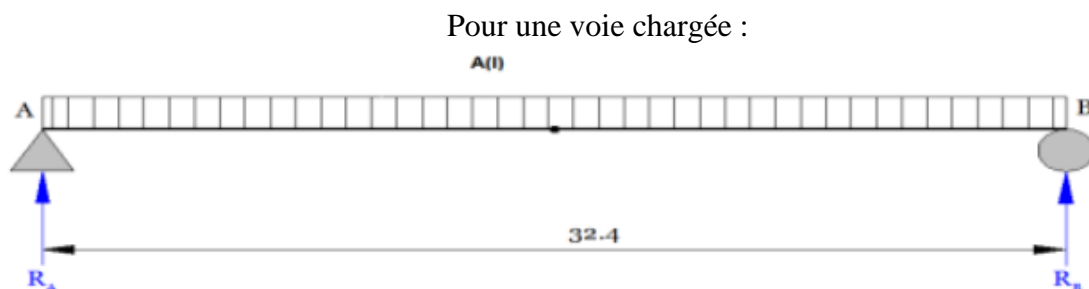
IV.2.9.Charge sur trottoirs

Pour la justification des poutres maitresses qui supportent a la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 1,50kN par mètre carre de façon à produire effet maximal envisage.

IV.3.CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANT

On considère la section sur appui pour l'effort tranchant et la section a mi travée pour le moment fléchissant.

IV.3.1.Système de charge A(l) :



$$R_A = R_B = A(l) \cdot L/2 = 35,8 \cdot 33,2/2 = 595,28 \text{ KN}$$

Calcul de moment fléchissant à $(x=L/2)$

$$M(L/2) = A(1L) * L^2/8 = 35,8 * 33,2^2/8 = 4697,7 \text{ KN.m}$$

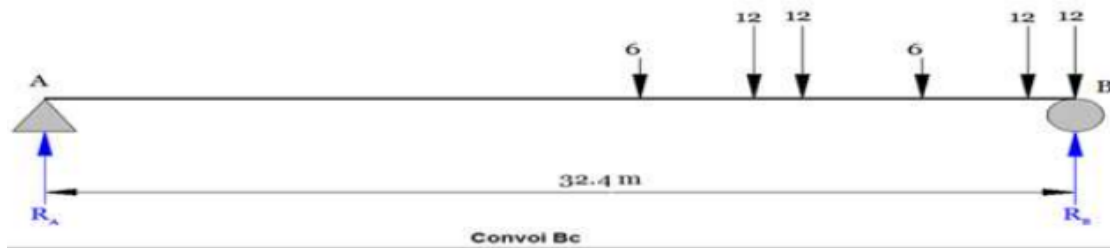
Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérées:

TABLEAU IV.12 : Valeurs De T Et M Dues Au A(L)

NOMBRE DE VOIES CHARGÉES	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
1 VOIE	580,01	4697,7
2 VOIES	1160	9395,4

IV.3.2. Système de charge B :

a. Système Bc :



Pour une file de Bc :

1. L'effort tranchant

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

$$R_B * 32,4 = 120 * (32,4 + 30,9 + 21,9 + 20,4) + 60 * (26,4 + 15,9)$$

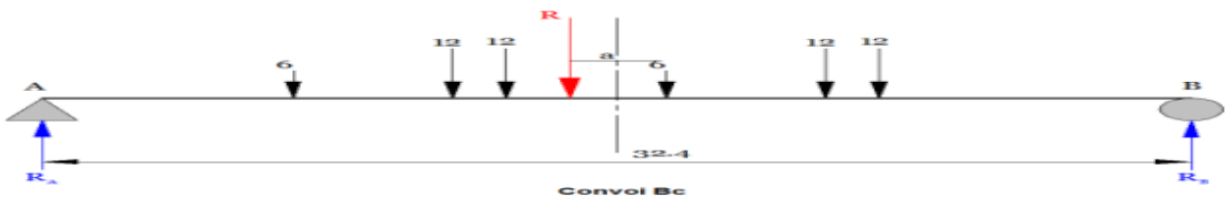
$$R_B = 469,4 \text{ KN}$$

$$T(1Bc) = R_B * bc * \delta_1 = 469,4 * 1,2 * 1,07$$

$$T(1Bc) = 602,7 \text{ KN}$$

2. Moment fléchissant :(théorème de BARREE)

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré:
 « Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ».



$$X_G = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i}$$

$$X_G = \frac{(12 \cdot 4,5) + (12 \cdot 6) + (6 \cdot 10,5) + (12 \cdot 15) + (12 \cdot 16,5)}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$a = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m} \text{ donc } a/2 = 1,725 \text{ m}$$

$$M_{Bc} = M_o \quad \sum M/B = 0 ;$$

Donc

$$R_A = \frac{60 \cdot (23,925 + 13,425) + 120 \cdot (7,425 + 8,925 + 19,425 + 17,825)}{32,4} = 268,05 \text{ KN}$$

$$M_o = R_A \cdot 14,475 - 60 \cdot 6 - 120 \cdot 1,5 = 3340 \text{ KN.m}$$

$$M(1Bc) = M_o \cdot bc \cdot \delta_1 = 3340 \cdot 1,20 \cdot 1,07 = 4288,56 \text{ KN m}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérer:

TABLEAU IV.13 : Valeurs De T Et M Dues Au Bc

NOMBRE DE VOIES CHARGEES	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
1 FILE	602,7	4288,56
2 FILES	1205,4	8577,12

b. Système Bt :

1. L'effort tranchant :



$$\sum M/A = 0 ;$$

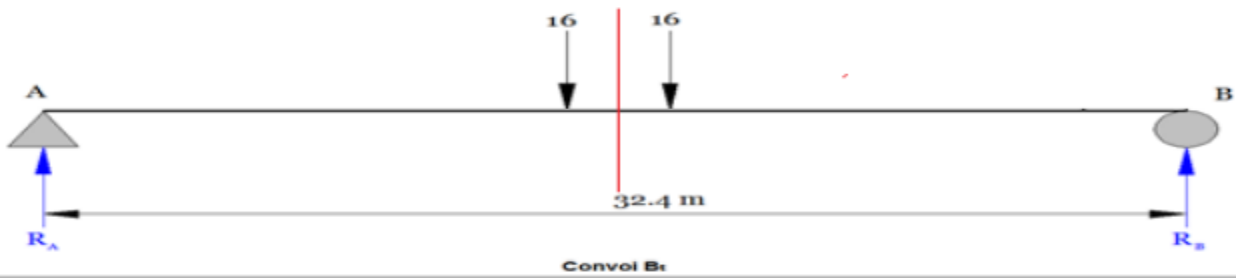
$$\text{donc on a : } R_B \cdot 32,4 = 160 \cdot (31,05 + 32,4)$$

$$R_B = 313,33 \text{ KN}$$

$$T(1Bt) = R_B \cdot bt \cdot \delta_1 = 313,33 \cdot 1 \cdot 1,06 = 332,13 \text{ KN}$$

$$T(1Bt) = 33,213 \text{ t}$$

2. Moment fléchissant :



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

$$M(L/2) = M_{Bt} = R_A \cdot (32,4/2) - 160 \cdot 0,675 = 2484 \text{ KN}$$

$$M(1Bt) = M_{Bt} \times bt \times \delta_1 = 2484 \cdot 1 \cdot 1,06 = 2633,04 \text{ KN}$$

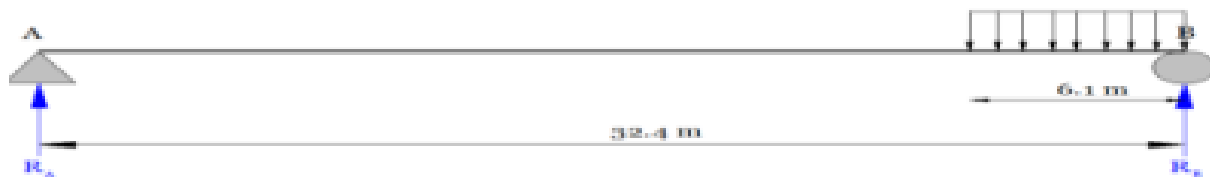
Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérer:

TABLEAU IV.14 : Valeurs De T Et M Dues Au B_T

NOMBRE DE VOIES CHARGEES	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
1 TANDEM	332,13	2633,04
2 TANDEM	669,27	5305,82

IV.3.3.Charges militaire (Convoi Mc120) :

1. L'effort tranchant :



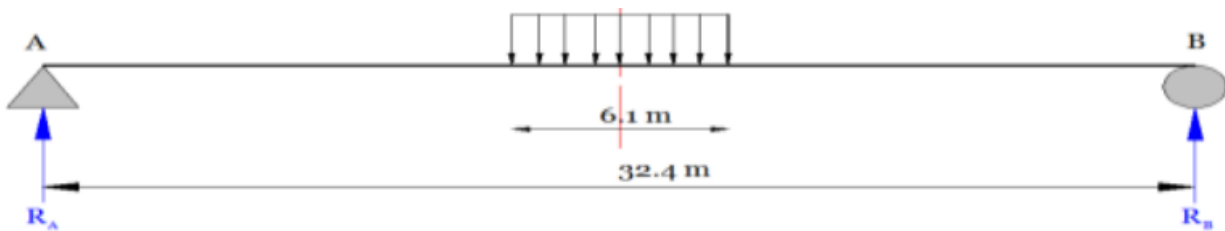
$\sum M/A = 0$ donc on a :

$$R_B \times 32,4 = 110 \times 29,35$$

$$\text{Donc } R_A = 996,45 \text{ kN}$$

$$T(Mc120) = R_A \cdot \delta_1 = 996,45 \times 1,08 = 1076,16 \text{ kN}$$

2. Moment fléchissant :



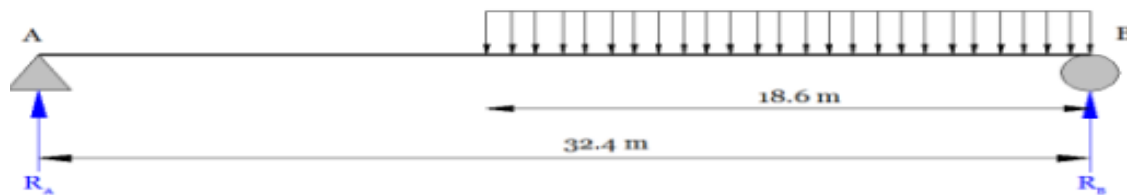
$$R_B = R_A = 550 \text{ kN.}$$

$$M(L/2) = 550 \cdot (32,4/2) - 180,32 \cdot (3,05^2/2) = 8071,29 \text{ KN}$$

$$M_{Mc120} = M(L/2) \cdot \delta_1 = 8071,29 \cdot 1,08 = 8716,98 \text{ t. m}$$

IV.3.4.Charges exceptionnelles (Convoi D240) :

1. L'effort tranchant :

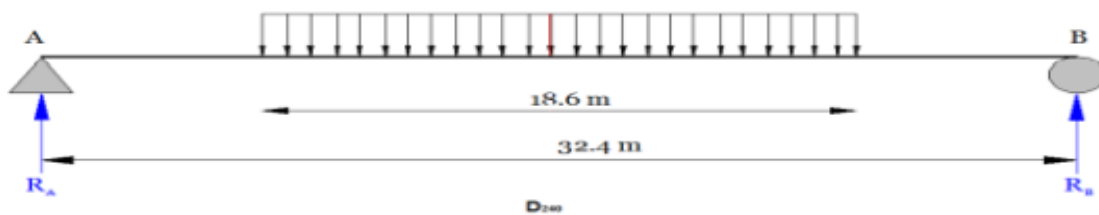


$$\sum M/A = 0 \text{ donc on a : } R_B \cdot 32,4 = 2400 \cdot 23,1$$

$$\text{Donc } R_B = 1711,11 \text{ KN}$$

$$T(D240) = R_B = 1711,11 \text{ KN}$$

2. Moment fléchissant :

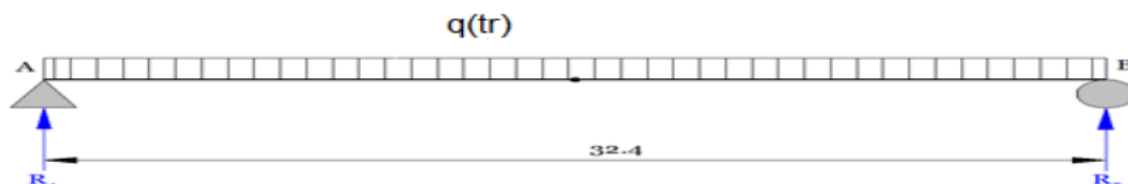


$$R_B = R_A = 1200 \text{ KN.}$$

$$M(L/2) = M_0 = R_A \cdot (L/2) - Q_{240} \cdot (9,3^2/2) = 1200 \cdot (32,4/2) - 129,03 \cdot (9,3^2/2) = 13860 \text{ KN.m}$$

$$M(D_{240}) = 13860 \text{ KN.m.}$$

IV.3.5.Surcharge sur le trottoir :



1. L'effort tranchant : à (x=0)

$$R_B = R_A = T_r(1T) * (L/2) = 1,5 * (32,4/2) = 24,3 \text{ KN.}$$

$$T(\text{Tr}) = 24,3 \text{ KN}$$

2. Moment fléchissant :

$$M(L/2) = M_0 = T_r * (L^2/8) = 1,5 * (32,4^2/8) = 196,83 \text{ KN.m}$$

$$M(\text{Tr}) = M_0 = 196,83 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant regroupe le moment fléchissant (0,50 L et 0,25 l) et l'effort tranchant (0,00 L et 0,25 L):

IV.4.CONCLUSION

Dans ce chapitre, un calcul détaillé des charges et surcharges a été effectué, la détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possibles (poids de chaque convoi, la répartition transversale et longitudinale de chaque convoi, le nombre de système par file...etc.) constituent une phase primordiale dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage en question

Chapitre V: Etude de la Précontrainte

V.1.INTRODUCTION

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. Son objectif est d'imposer aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué et de supprimer ou fortement limiter les sollicitations de traction sur le béton.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable, par l'application de forces additionnelles, telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendrent qu'une décompression du béton. Le béton précontraint reste donc toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles. Autrement dit, le béton précontraint travaille à pleine résistance, ce qui n'est pas le cas du béton armé.

V.2.LE PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre) avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque qu'une décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs vérifiées les conditions de sécurité.

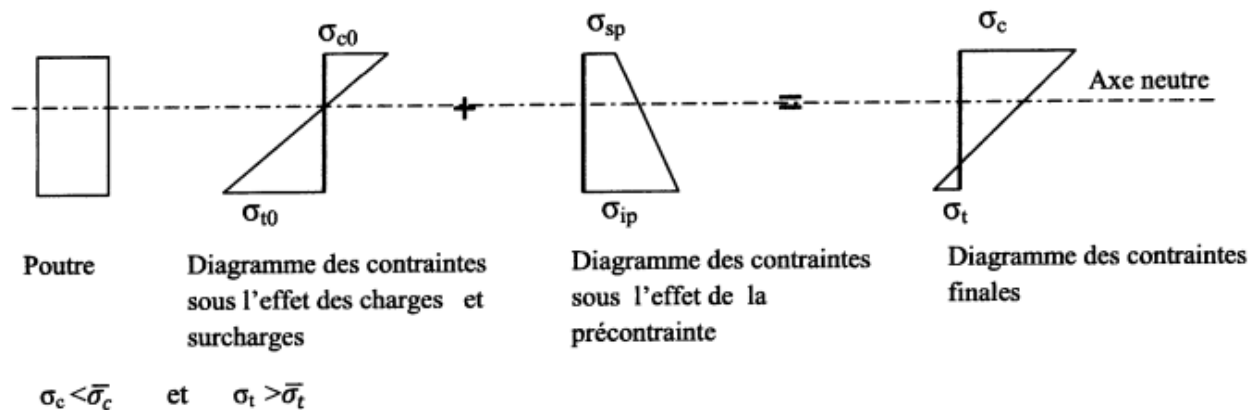


FIGURE V.1 : Le principe de la précontrainte

V.2.1.Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appui sur la pièce à précontrainte. Pour permettre le mouvement relatif de câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieur de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit l'adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

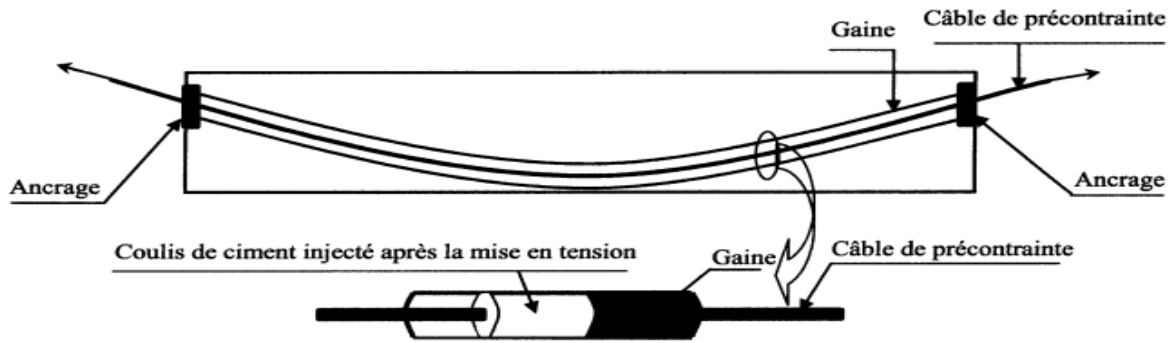


FIGURE V.2 : Précontrainte par post-tension

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles dans notre cas, est la « **post-tension** ».

V.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTÉ :

V.3.1.Caractéristiques de la précontrainte :

➤ Caractéristiques géométriques :

- ✓ Nombre de torons par câble : 12 torons.
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p = 12 \times 140 \text{ mm}^2 = 1680 \text{ mm}^2$
- ✓ Diamètre extérieure de la gaine : $\Phi_{\text{ext}} = 80 \text{ mm}$.

➤ Caractéristiques mécaniques:

- ✓ Limite de rupture garantie $f_{\text{prg}} = 1\,770 \text{ Mpa}$
- ✓ Limite élastique garantie $f_{\text{peg}} = 1\,593 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité $E_p = 190\,000 \text{ Mpa}$
- ✓ Coefficient de frottement en courbe $f = 0.18 \text{ rd-1}$
- ✓ Coefficient de perte de tension pas unité de longueur $\phi \text{ (m}^{-1}\text{)} = 0.002$
- ✓ Glissement par recul d'encrage $g = 3 \text{ mm}$
- ✓ Coefficient de répartition transversale $\mu_0 = 0.43$
- ✓ Relaxation des câbles à 1000 heures $\rho_{1000} = 2.5$

V.3.2.Calcul de Nombre De Câbles :

Le calcul se fait à l'ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométriques de la section médiane (qui a une inertie petite relativement a c'elle de la section d'about).

V.3.2.1. La valeur minimale de précontrainte :

$$P_{\text{MIN}} = \max (PI, PII)$$

Avec:

$$PI = \frac{B \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (M_{\text{max}} - M_{\text{min}})$$

$$PII = \frac{M_{\text{max}}}{\frac{I}{B \times V' + V' - d'}}$$

- σ_{bt} : Contrainte de traction de béton en négative.
- M_{max} : moment maximum pour la combinaison la plus défavorable.
- M_{min} : moment maximum dus au poids propre.
- I : l'inertie nette de la section.
- B : Section de la poutre.
- d' : 10% de la hauteur
- ρ : Rendement mécanique de la section.

$$\sigma_{bt} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{max}} = 6,61 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{min}} = 4,1 \text{ MN.m}$$

$$h_{(P+D)} = 1,75 \text{ m}$$

$$d' = \frac{1,75}{10} = 0,175 \text{ m} \quad (d' = 1,5 \Theta_{\text{GAINÉ}})$$

➤ Application numérique

$$PI = \frac{1,05 \times 0,59 \times 1,16}{0,34 \times (0,59 + 1,16)} \times (6,67 - 3,4) = 3,07 \text{ MN}$$

$$PII = \frac{6,67}{\frac{0,34}{1,05 \times 1,16} + 1,16 - 0,175} = 5,26 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{MIN}} = \max (PI, PII) = 5,26 \text{ MN}$$

V.3.2.2. Calcul nombre de câble :

➤ Calcul de la tension à l'origine

On :

$$P_0 = \min(0,8A_p * f_{prg} ; 0,9A_p * f_{peg}) = \min(0,8 * 1770 * 0,00168 ; 0,9 * 1593 * 0,00168)$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

Chapitre V: Etude de la Précontrainte

Pour déterminer le nombre de câble on doit vérifier la valeur de la précontrainte à long terme par une estimation des pertes de 25% ce qui donne :

$$P_0 = 2,35 \cdot (1 - 25/100) = 1.76 \text{ MN}$$

$$P_{\min} \leq 0.75 \cdot N \cdot P_0$$

$$N \geq \frac{5,22}{1,91} = 2,98$$

Donc on a **3 câbles de 12T15**.

V.3.2.3. Détermination de nombre de câble a l'about :

Nb : les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi- travée. Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (Pe + Mg) \geq -1.5ftj = \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (Pe + Mg) \leq 0.6fcj = \sigma_{bc} \end{cases}$$

$$\text{Et } e_0 = (v' - d') = (0,85 - 0,175) = 0,67 \text{ (section sur-critique)}$$

Donc

$$P_0 \leq 6,53 \rightarrow N \leq 2,78$$

On place 2 de 12T15 câbles à l'about.

Conclusion :

On place deux câbles à l'about et un câble en extradados.

- ✓ 1 ère famille : 2 câbles à l'about.
- ✓ 2 ème famille : 1 câble en extradados.

V.3.2.4. Vérification des contraintes de la section médiane :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Classe I (la plus pénalisante)

Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises a la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées a la fatigue.

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposes à des ambiances agressives.

Classe III (la moins pénalisante)

Elle admet une ouverture limite des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II				

FIGURE V.3 : Classe de vérification des contraintes

✓ 1ère phase :

Après le 7ème jour, la mise en tension est 50 %.

Les pertes considérées ΔP sont de 5 %.

Vérification des contraintes aux 7ème jour, donc seulement le poids propre de la poutre rentre en control comme moment sollicitant (M_{min}) :

$$f_{t7} = \frac{7 * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * 7}$$

$$f_{t7} = 0,6 + 0.06 f_{c7}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.6 f_c = 13,907 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1.5 f_t = -2,985 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{c7} = 23.18 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 1.99 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$P = (1-5/100)*50\% * n * P_0 = 0.95*0.5*2*2,35 = 2,23 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2,23}{0,63} - \frac{0,65}{0,182} (2,23 * 0,67 - 2,07) \geq -1,99 \\ \sigma_{inf} = \frac{2,23}{0,63} + \frac{0,85}{0,182} (2,23 * 0,67 - 2,07) \leq 13,907 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 5,57 \geq -1,99 \text{ vérifiée} \\ \sigma_{inf} = 0,85 \leq 13,907 \text{ vérifiée} \end{cases}$$

✓ **2ème phase :**

Les deux câbles sont tirés à 100%.

Les pertes considérées sont de 10%.

Vérification des contraintes au 28ème jour les contraintes de béton se développent mais la poutre reste toujours stockée et donc seulement M_{min} à prendre en compte :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 2,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,6f_c = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1,5f_t = -4,05 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$P = 0,9 \cdot n \cdot P_0 = 0,9 \cdot 2 \cdot 2,35 = 4,23 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{4,23}{0,63} - \frac{0,65}{0,182} (4,23 \cdot 0,67 - 2,07) \geq -4,05 \\ \sigma_{inf} = \frac{4,23}{0,63} + \frac{0,85}{0,182} (4,23 \cdot 0,67 - 2,07) \leq 21 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 3,92 \geq -4,05 \text{ vérifiée} \\ \sigma_{inf} = 10,2 \leq 21 \text{ vérifiée} \end{cases}$$

✓ **3ème phase : (Après coulage de la dalle)**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Nous prendrons le poids de la poutre avec hourdis.

Les trois câbles sont tirés à 100%.

Les pertes sont estimées de 15%.

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 2,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,6f_c = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1,5f_t = -4,05 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$P = 0,9 \cdot n \cdot P_0 = 0,85 \cdot 3 \cdot 2,35 = 5,99 \text{ MPa}$$

$$M_{CP} = M_{poutre} + M_{dalle} = \mathbf{3,40 \text{ MPa}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{5,99}{1,05} - \frac{0,59}{0,338} (5,99 * 0,98 - 3,40) \geq -4,05 \\ \sigma_{inf} = \frac{6,5}{1,05} + \frac{1,16}{0,338} (5,99 * 0,98 - 3,40) \leq 21 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 1,34 \geq -4,05 \text{ vérifiée} \\ \sigma_{inf} = 14,15 \leq 21 \text{ vérifiée} \end{cases}$$

✓ 4ème Phase (ouvrage en service) :

Même données que l'étape précédente, mais 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 trois câbles sont tirés à 100%.

Les pertes sont estimées de 25%.

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 2,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,6f_c = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1,5f_t = -4,05 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$P = 0,9 * n * P_0 = 0,75 * 3 * 2,35 = 5,28 \text{ MPa}$$

$$M_g = \mathbf{6.61} \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{5,28}{1,05} - \frac{0,59}{0,182} (5,28 * 0,98 - 6,61) \geq -4,05 \\ \sigma_{inf} = \frac{5,28}{1,05} + \frac{1,16}{0,182} (5,28 * 0,98 - 6,57) \leq 21 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 8,6 \geq -4,05 \text{ vérifiée} \\ \sigma_{inf} = 0,13 \leq 21 \text{ vérifiée} \end{cases}$$

V.4. TRACE DES CABLES :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre, et un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de

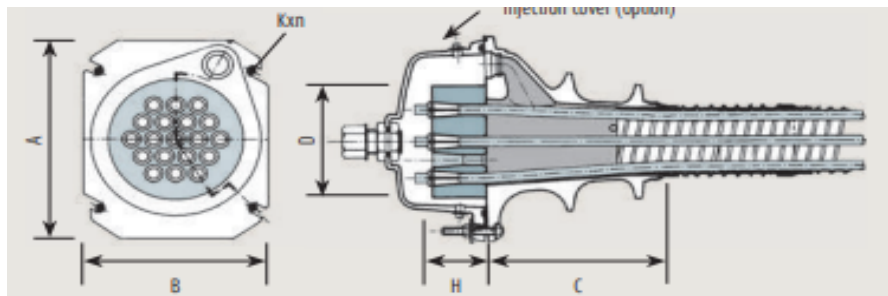
l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction de l'effort tranchant.

V.4.1. Plan d'encrage dans la zone d'about :

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL »

✓ On choisit type d'encrage : **12C15**

Et de Caractéristiques **A*B = 240*200 cm**



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

FIGURE V.4: Caractéristiques des plaques d'ancrages

✓ Disposition des plaques d'encrages :

a) Pour calcul a et b en faire interpolation de 35 MPa

Donc **a = b = 365 mm**

b) Calcul X et X'

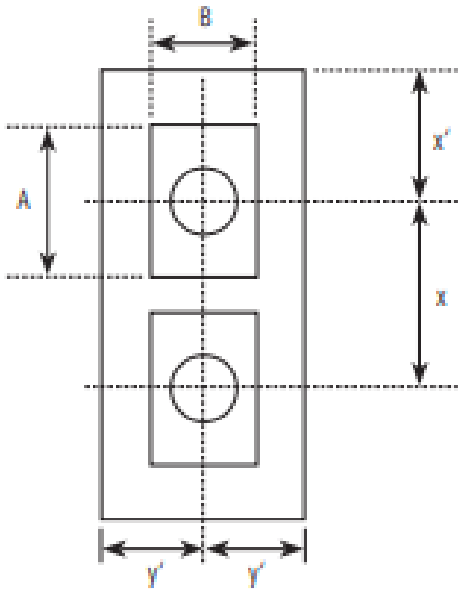
$X \geq 240+30$

$$X \geq 0.85 \cdot 365$$

$$X' \geq 0.5X + 50 - 10$$

$$X \geq 270 \text{ et } X \geq 310$$

en pondre $X = 360 \text{ mm}$; Donc $X' = 470$



Distances a et b

Unités	a = b (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0.85 a$$

$$y \geq 0.85 b$$

$$x' \geq 0.5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0.5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

FIGURE V.5 : Disposition des plaques d'encrages

V.4.2. Disposition géométrique

a) Pour section médiane :

On a le diamètre de la gaine $\Phi_{ext} = 80 \text{ mm}$

Alors que : $d' = 1.5 * \Phi = y_1 = 120 \text{ mm}$; pour 1^{ère} câble

Et 2^{ème} câble $y_2 = y_1 = 120 \text{ mm}$, 3^{ème} câble $y_3 = y_2 + 1,5\Phi = 240 \text{ mm}$

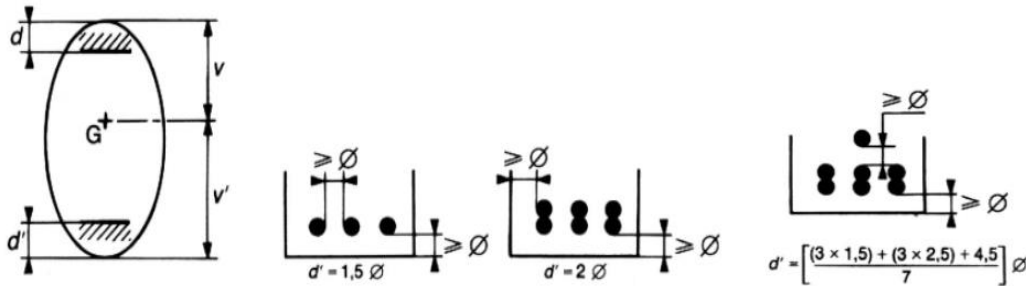


FIGURE V.6: Disposition des câbles médiane

b) Pour section d'about :

Équations des câbles : On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre. Et pour repère (x, y) l'axe z passe par le milieu de la poutre en vue en plans

Alors de la forme : $y(x) = a(x)^2 + b(x) + c$

Et $z(x) = a(x)^2 + b(x) + c$

1^{er} câble Pour $x = 0.15 \rightarrow y = 0,5 = a*(0.15)^2 + b(0.15) + c$

Pour $x = L/2 = 16.7 \text{ m} \rightarrow y = 0.12 = a*(16.7)^2 + b(16.7) + c$ d'après interpolation de Lagrange $\rightarrow a = 0.00138735$; $b = -0.0463377$; $c = 0,5$

$$1\text{er câble} \rightarrow Y_1(x) = 0.00138735x^2 - 0.0463377x + 0.5$$

1^{er} câble Pour $x = 7,85 \rightarrow z = 0 = a*(7,85)^2 + b(7,85) + c$

Pour $x = L/2 = 16.7 \text{ m} \rightarrow y = -0.18 = a*(16.5)^2 + b(16.7) + c$ d'après interpolation de Lagrange $\rightarrow a = 0.00229819$; $b = -0.0767596$; $c = 0.460942$

$$1\text{er câble} \rightarrow Z_1(x) = 0.00229819x^2 - 0.0767596x + 0.460942$$

2^{ème} câble Pour $x = 0.15 \rightarrow y = 1.14 = a*(0.15)^2 + b(0.15) + c$

Pour $x = L/2 = 16.7 \text{ m} \rightarrow y = 0.12 = a*(16.7)^2 + b(16.7) + c$ d'après interpolation de Lagrange $\rightarrow a = 0.00372395$; $b = -0.12438$; $c = 1.15857$

2ème câble → $Y_2(x)=0,00372395x^2-0,12438x+1,15857$

2ème câble Pour $x = 7,85 \rightarrow z = 0 = a*(7,85)^2 + b(7,85)+c$

Pour $x = L/2 = 16,7 \text{ m} \rightarrow y = 0,18 = a*(16,5)^2 + b(16,7)+c$ d'après interpolation de Lagrange → $a = -0,00229819$; $b = 0,0767596$; $c = -0,460942$

2ème câble → $Z_2(x)=-0.00229819x^2+0.0767596x-0.460942$

3ème câble Pour $x = 1,85 \rightarrow y = 1,38 = a*(0,15)^2 + b(0,15)+c$

Pour $x = L/2 = 16,7 \text{ m} \rightarrow y = 0,24 = a*(16,7)^2 + b(16,7)+c$ d'après interpolation de Lagrange → $a = 0,00516954$; $b = -0,172663$; $c = 1,68173$

3ème câble → $Y_3(x)=0,00516954x^2-0,172663x+1,68173$

3ème câble Pour $x = 7,85 \rightarrow z = 0 = a*(7,85)^2 + b(7,85)+c$

Pour $x = L/2 = 16,7 \text{ m} \rightarrow z = 0 = a*(16,5)^2 + b(16,7)+c$ d'après interpolation de Lagrange → $a = 0$; $b = 0$; $c = 0$

3ème câble → $Z_3(x)=0$

Tableau V.1 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,y)

<i>L(m)</i>	0.15	1.85	1/10	3/8	1/4	16.7
<i>1er câble</i>	0.50	0.43	0.37	0.22	0.14	0.12
<i>2eme câble</i>	1.14	0.94	0.78	0.38	0.18	0.12
<i>3eme câble</i>	0.00	1.38	1.16	0.60	0.33	0.24

Tableau V.2 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,z)

<i>L(m)</i>	7.85	8.35	12.525	16.7
<i>1er câble</i>	0.00	-0.02	-0.14	-0.18
<i>2eme câble</i>	0.00	0.02	0.14	0.18
<i>3eme câble</i>	0.00	0.00	0.00	0.00

Voir annexe pour le tracée des 3 câbles sur les deux plans

V.4.3.Détermination de l'angle de relevage :

Cet angle est choisi de telle façon à avoir la condition suivante :

$$\tau = [0,4 \times ftj \times (ftj + \sigma x)]^{\frac{1}{2}} \text{ avec } \sigma x = \frac{P}{Bn}$$

$$Arcsin\left(\frac{V_m - V}{P}\right) \leq \alpha \leq Arcsin\left(\frac{V_m + V}{P}\right) \text{ avec } V = \tau \times bn \times 0,8h$$

Avec :

Tableau V.3 : L'angle de relevage

N° câble	L (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.15	1	16.7			
C1	33.11	2.5	0.6	0.56	0.12	0.44	390.59	0.053
C2	33.18	6.69	1.14	1.02	0.12	0.90	134.78	0.109
C3	29.82	8.19	1.38	1.24	0.24	1.00	97.26	0.134

V_m : effort tranchant limite à l'ELS que peut supporter la section d'about

σ_x : contraintes limites dues a la précontrainte

P : la précontrainte

f_{ij} : La résistance à latraction

B_n : section nette de l'about (m^2)

b_n : position gaine par lit (m)

h : hauteur (poutre + dalle)

➤ **Application numérique**

$$\sigma_x = \frac{5,28}{1,42} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$\tau = [0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 3,72)]^{\frac{1}{2}} = 2,63 \text{ MPa}$$

$$V = 2,63 \times 0,52 \times 0,8 \times 1,75 = 1,92 \text{ MN}$$

$$\text{Arcsin}\left(\frac{0,88 - 1,92}{5,28}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{0,88 + 1,92}{5,28}\right)$$

$$\Rightarrow -11,33 \leq \alpha \leq 27,32$$

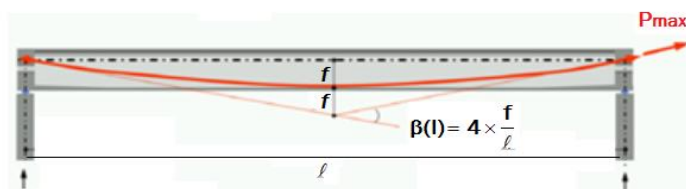
L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1,20 m

Partir de son ancrage

$$\alpha_{C1} = 2,5 \quad \alpha_{C2} = 6,69 \quad \alpha_{C3} = 8,19$$

Avec :

$$R = \frac{l^2}{8f} \quad \text{Et} \quad \beta(l) = \frac{4f}{l}$$



V.5.CALCUL DES PERTES DANS LES ARMATURES DE PRECONTRAINTE :

Les forces de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les sections et en fonction du temps. La chute de tension dans les câbles est due aux pertes de précontrainte qui se produisent entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période de service. Elles sont provoquées par les phénomènes liés au comportement des matériaux et au mode de précontrainte. Les pertes de précontraintes se subdivisent en deux familles :

- ✓ Pertes de tension instantanées.
- ✓ Pertes de tension différées.

➤ Les Pertes instantanées :

Elles se produisent dans un temps relativement court ; au moment de la mise en tension des câbles, on distingue :

- ✓ Pertes par frottement.
- ✓ Pertes par glissement (recul d'ancrage).
- ✓ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (non simultanément de la mise en tension).

➤ Les pertes différées :

Elles se produisent pendant un temps plus au moins long après que la structure ait été précontrainte, on distingue :

- ✓ Pertes par retrait du béton.
- ✓ Perte par fluage de béton.
- ✓ Perte par relaxation des armatures de précontrainte.

V.5.1.Les Pertes instantanées :

V.5.1.1.Pertes de tension par frottement :

Le mouvement relatif du câble par rapport à sa gaine s'accompagnant inévitablement de contact. Ce dernier va donner lieu, par frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement

On distingue :

V.5.1.1.1 Frottement en courbe :

La contrainte en un point du câble après une déviation angulaire est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\beta} = \sigma_{p0} e^{-f\beta} \quad 1$$

σ_{p0} : Contrainte (initiale) à l'origine de la courbure.

f : coefficient de frottement de courbure en (rad^{-1}).

β : déviation angulaire ou somme des variations d'angle à partir de l'origine de la courbure en (rad).

V.5.1.1.2 Frottement en ligne droite :

La contrainte dans le câble calculé à une longueur x à partir de l'origine est donnée par la formule suivante :

On fixe φ : coefficient de frottement en ligne en (m-1)

$$\sigma(x) = \sigma_{p0} e^{-\varphi x} \quad 2$$

Donc d'après 1 et 2 la formule générale donnant la contrainte du câble en un point quelconque de son tracé s'exprime en fonction de la contrainte initiale (à l'ancrage) par :

$$\sigma(x) = \sigma_{p0} e^{-f\beta - \varphi x}$$

D'où les pertes par frottement :

$$\Delta\sigma f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - e^{-(f\beta + \varphi x)}]$$

σ_{p0} : Tension à l'origine = 1416MPa,

f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

X : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

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

FIGURE V.7 : les valeurs de f et φ

β : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x),

Tableau V.4 : Pertes de tension par frottement

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσ _φ (MPa)	Δσ _{φ Moy} (MPa)	Δσ _{φ Moy} (%)
C1	16.56	0.053	0.043	59.05		
C2	16.59	0.109	0.053	72.78	68.70	4.85%
C3	14.91	0.134	0.054	74.26		

Le calcul des pertes de chaque câble est donc comme suit :

V.5.1.2. Pertes de tension par recule des ancrages :

Dans tous les procédés de mise en tension, lorsqu'on transfère l'effort de traction du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble .

$$d = \sqrt{\frac{gEp}{Gp0.K}} ; K = f \cdot \frac{\beta}{l} \cdot \varphi \text{ et } \Delta\sigma_p(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times K \times (d - x)$$

Avec :

- ✓ **d** : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage.
- ✓ **σ_{p0}** : Tension à l'origine
- ✓ **Δσ_{p(x)}** : La perte de tension.
- ✓ : L'intensité du recule à l'ancrage, tel que : g = 0,006 m.

Tableau V.5: Pertes de tension par recule des ancrages

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _{p(l/2)} (MPa)	Δσ _{p(0)} (MPa)
C1	16.555	0.0026	17.69	8.25918	128.90
C2	16.59	0.0032	15.91	-6.1298	143.31
C3	14.91	0.0036	14.93	0.17855	152.74

- ✓ **E_p** : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon BPEL91

V.5.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci en conséquence, les amatures de précontrainte vont subir une déformation, donc une perte de tension. La mise en tension des câbles se fera en deux familles :

- ✓ La 1ère famille sera tendue au 14ème jour (n=2 câbles).
- ✓ La 2ème famille sera tendue au-delà du 28ème jour (n=1 câbles).

V.5.1.3.1 Les pertes de la 1ère famille :

- **Sous l'effet d'elles-mêmes :**

Chapitre V: Etude de la Précontrainte

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanéité de la mise en tension (raccourcissement élastique).

La perte est donnée par sa formule suivante :

$$\Delta\sigma_{ej}(x) = \frac{n-1}{2n} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{Ep}{Ebij}$$

$$Ebij = 11000 \sqrt[3]{fcj} \text{ et } \sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \times ep}{Ig} + \frac{P}{B} \left[1 + \frac{B \times ep^2}{Ig} \right]$$

$$P = N A_P (\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frt} + \Delta\sigma_{recul}))$$

Avec:

- ✓ n : nombre des câbles par famille.
- ✓ Ep : module d'élasticité longitudinale de câble.
- ✓ σ_b : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de longue durée.
- ✓ ep : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.
- ✓ $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes pertes.

Tableau V.6: pertes par raccourcissement du béton pour les câbles de 1^{ère} famille

Section a X(m)	0	1.5	1.85	9.275	16.7
$\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frt} + \Delta\sigma_{recul})$ (MPa)	1213.98	1225.02	1227.87	1288.58	1349.02
B(m ²)	1.02	0.82	0.82	0.64	0.64
e(m)	0.04	0.13	0.13	0.43	0.73
In(m ⁴)	0.22	0.2	0.2	0.18	0.18
Mg (MN)	0	0.405	0.541	2.68	3.4
σ_{bi} (MPa)	4.03	5.63	5.73	17.49	21.69
σ_{e7j} (MPa)	6.10	8.53	8.67	26.48	32.85
σ_{e28j} (MPa)	5.32	7.43	7.56	23.08	28.63

V.5.1.3.2 Les pertes de la 2^{ème} famille :

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place où bien le couplage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre avec l'hourdis.

Ces pertes sont données :

$$\Delta\sigma_{ej}(x) = \sigma_{bn}(x) \times Ep/Ebij$$

Avec : $Ebij = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 35981.729 \text{ MPA}$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 2eme famille

Section a X(m)	0	1.5	1.85	9.275	16.7
$\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frt} + \Delta\sigma_{recul})(MPa)$	1341.74	1341.74	1189	1341.56	1341.56
$B(m^2)$	1.44	1.24	1.32	1.32	1.05
$e(m)$	0	0	-0.31	0.305	0.92
$I_n(m^4)$	0.41	0.37	0.36	0.36	0.34
$Mg (MN)$	0	0.405	0.54	2.68	3.4
$\sigma_{bi}(MPa)$	0	0	1.58	4.56	16.95
$\sigma_{e28j}(MPa)$	0	0	8.35	24.09	89.51

V.5.2. Les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformations et de contraintes des matériaux en présence de retrait, fluage du béton et relaxation de l'acier. Ces pertes différées se produisent simultanément mais le BPEL a retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité (la non indépendance des phénomènes)

V.5.2.1. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de retrait en fonction du temps peut être exprimée par l'expression donnée par le BPEL :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(r(t) - r(t_0)) E_p \quad \text{et} \quad \varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4} \quad \text{En climat tempéré (BPEL)}$$

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

Avec :

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction de temps.

t : l'âge de béton au moment de sa mise en précontrainte.

- ✓ la première famille de câbles ($t=7$ et $28j$).
- ✓ la seconde famille de câbles est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une résistance suffisante. ($t=28j$).

r_m = aire de section nette/périmètre de cette section

➤ Pertes dans les câbles de la 1ère famille :

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

✓ De 7^{ème} jours jusqu'au 28^{ème} jour

La mise en tension a 50% des câbles au 7eme jour jusqu'au 28eme jour.

La section considérée est de la poutre seule.

- Pour la section d'about ($x=0.00$) : $B= 1.01 \text{ m}^2$; $P=5.71$

$$r_m = \frac{1.01}{5.71} = 0.18m$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.18} = 0.81$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.18} = 0.95$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.95-0.81) * 190000 = 7,89 \text{ MPa}$$

- Pour la section intermédiaire ($x=1m$ a $x=2m$) : $B= 0.82 \text{ m}^2$; $P=5.94 \text{ m}$

$$r_m = \frac{0.82}{5.94} = 0.14m$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.14} = 0.85$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.14} = 0.96$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.95-0.85) * 190000 = 6,27 \text{ MPa}$$

- Pour la section médiane ($x=2m$ a $x=16.7m$) : $B= 0.64 \text{ m}^2$; $P=6.11 \text{ m}$

$$r_m = \frac{0.64}{6.11} = 0.11m$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.11} = 0.88$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.11} = 0.97$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.95-0.85) * 190000 = 5.13 \text{ MPa}$$

✓ De 28^{ème} jours jusqu'au 63^{ème} jour

La mise en tension a 100% des câbles au 28eme jour jusqu'au 63ème jour.

La section considérée est de la poutre seule

Chapitre V: Etude de la Précontrainte

- Pour la section d'about ($x=0.00$) : $B= 1.01 \text{ m}^2$; $P=5.71$

$$r_m = \frac{1.01}{5.71} = 0.18m$$

$$t_0 = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.18} = 0.945$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.18} = 0.97$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.97-0.947) 190000= 1.425 \text{ MPa}$$

- Pour la section intermédiaire ($x=1\text{m}$ a $x=2\text{m}$) : $B= 0.82 \text{ m}^2$; $P=5.94 \text{ m}$

$$r_m = \frac{0.82}{5.94} = 0.14m$$

$$t_0 = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.14} = 0.956$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.14} = 0.98$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.98-0.956) *190000= 1.368\text{MPa}$$

- Pour la section médiane ($x=2\text{m}$ a $x=16.7\text{m}$) : $B= 0.64 \text{ m}^2$; $P=6.11 \text{ m}$

$$r_m = \frac{0.64}{6.11} = 0.11m$$

$$t_0 = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{28}{28+9*0.11} = 0.965$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.11} = 0.985$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(0.985-0.965) *190000= 1.14 \text{ MPa}$$

Après le 63^{ème}jour Après le coulage de la dalle, la section considérée est de (poutre +dalle)

- Pour la section d'about ($x=0.00$) : $B= 1.37 \text{ m}^2$; $P=6.21$

$$r_m = \frac{1.37}{6.21} = 0.21m$$

$$t_0 = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.21} = 0.97 \quad ; t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 3*10^{-4}*(1-0.97) 190000= 1.71 \text{ MPa}$$

- Pour la section intermédiaire ($x=1\text{m}$ a $x=2\text{m}$) : $B= 1.17 \text{ m}^2$; $P=6.44 \text{ m}$

$$r_m = \frac{1.17}{6.44} = 0.18m$$

$$t_0 = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.18} = 0.97 \quad t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3*10^{-4}*(1-0.97)*190000= 1.71 \text{ MPa}$$

- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : B= **0.99m²** ; P=**6.61 m**

$$r_m = \frac{0.99}{6.61} = 0.15m$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.15} = 0.98 \quad t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3*10^{-4}*(1-0.98)*190000= 1.14 \text{ MPa}$$

➤ Pertes dans le câble de 2ème famille :

Pour ce câble, il y'a une seule phase, de sa mise en tension au 63^{eme} jour et durant toute la vie de l'ouvrage.

La section considérée est de 'poutre + hourdis'.

- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : B= **0.64 m²** ; P=**6.11 m**

$$r_m = \frac{0.64}{6.11} = 0.11m$$

$$t_0 = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{28}{28+9*0.11} = 0.965$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.11} = 0.985$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3*10^{-4}*(0.985-0.965)*190000= 1.14 \text{ MPa}$$

V.5.2.2.Perte dues au fluage :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{fl} = E_{fl} * \varepsilon_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}}(\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

- ✓ E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- ✓ E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.
- ✓ σ_m : Contrainte normale maximale du béton au niveau du câble moyen, elle est généralement obtenue à la mise en tension.
- ✓ σ_b : Contrainte normale finale du béton au niveau de câble moyen, elle est en fonction

$$\sigma_b + \sigma_m = \sigma_{bj}' * K_{fl}$$

✓ K_{fl} : coefficient de fluage.

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = (3 E_v - E_v) / E_v = 2.$$

$$\sigma_{bj}' = P/B + (Pe^2 / I) + (M_p e / I) \quad ; \quad P = N A_P (\Delta p_0 - \Delta \sigma_{frott}).$$

➤ Perte des câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirée à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma_{bj}' * k_{fl}$.

Après 7 jours nous avons une dissipation de 15 % due au fluage du béton donc :

$$K_{fl} = (1 - 0,15) * 2 = 1.7$$

$$E_{i7} = 11000 (f_{c7})^{1/3}$$

$$E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

$$\Delta \sigma_{fl7} = (1,7 \times 190000 / 31368.4) \sigma_{bj}' = 10.30 \sigma_{bj}'$$

$$\Delta \sigma_{fl28} = (1,7 \times 190000 / 35981.73) \sigma_{bj}' = 8.98 \sigma_{bj}'$$

Tableau V.8 : Perte dues au fluage dans les câbles de 1^{ème} famille

Section a X(m)	0	1.5	1.85	9.275	16.7
$\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}$	1207.50	1232.64	1234.66	1350.08	1358.89
$B(m^2)$	1.02	0.82	0.82	0.64	0.64
$e(m)$	0.04	0.13	0.16	0.43	0.73
$I_n(m^4)$	0.22	0.20	0.20	0.18	0.18
$Mg (MN)$	0.00	0.41	0.54	2.68	3.40
$\sigma_{bi}' (MPa)$	4.87	6.14	6.32	6.35	21.74
$\Delta \sigma_{fl7} (MPa)$	7.38	9.29	9.57	9.62	32.93
$\Delta \sigma_{fl28} (MPa)$	6.43	8.10	8.35	8.38	28.71

➤ Perte du câble d'extrados :

Après 60 jours, on a une dissipation de 50% du fluage donc :

Tableau V.9 : Perte dues au fluage dans les câbles de 2^{ème} famille

Section a X(m)	0	1.5	1.85	9.275	16.7
$\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}$	1341.74	1341.74	1180.65	1317.47	1251.87
$B(m^2)$	1.44	1.24	1.32	1.32	1.05
$e(m)$	0.00	0.00	-0.31	0.305232	0.92
$I_n(m^4)$	0.41	0.37	0.36	0.36	0.34
$Mg (MN)$	0	0.405	0.54	2.68	3.4
$\sigma_{bi}' (MPa)$	0.00	0.00	1.57	4.52	16.43
$\Delta \sigma_{fl7} (MPa)$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Delta \sigma_{fl28} (MPa)$	0.00	0.00	8.28	23.88	86.78

$$K_{fl} = (1-0.5) \times 2 = 1$$

$$\Delta\sigma_{fl28} = (1 \times 190000 / 35981.72) \sigma_{bj}' = 5.28\sigma_{bj}'$$

V.5.2.3. Pertes par relaxation des câbles :

Le phénomène de relaxation consiste en la diminution dans le temps de la tension des armatures sous une longueur constante. La relaxation ne se manifeste de façon sensible que si la tension initiale est relativement élevée.

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec

μ_0 coefficient égale à:

- ✓ 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- ✓ 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- ✓ 0,35 pour les autres armatures.

$$\mu_0 = 0,43 \text{ TBR}$$

$$\mu = \sigma_{pi}(x) / f_{prg}$$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

Tableau V.10 : Pertes par relaxation des câbles

$X(m)$	0.00	1.50	1.85	9.28	16.70
$\sigma_{p0} (MPa)$	1416	1416	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	64.35	62.94	63.06	74.79	82.47
$\sigma_{pi}(x) (MPa)$	1351.65	1353.06	1352.94	1341.21	1333.53
μ	0.76	0.76	0.76	0.76	0.75
$\Delta\sigma_{relx}(MPa)$	67.65	67.88	67.86	65.94	64.69
<i>câble 1</i>					
$X(m)$	0.00	1.50	1.85	9.28	16.70
$\sigma_{p0} (MPa)$	1416	1416	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	78.08	76.67	76.79	88.52	96.20
$\sigma_{pi}(x) (MPa)$	1337.92	1339.33	1339.21	1327.48	1319.80
μ	0.76	0.76	0.76	0.75	0.75
$\Delta\sigma_{relx}(MPa)$	65.40	65.63	65.61	63.72	62.49
<i>câble 2</i>					
$X(m)$	0.00	1.50	1.85	9.28	16.70
$\sigma_{p0} (MPa)$	/	/	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	/	/	82.54	98.14	161.04
$\sigma_{pi}(x) (MPa)$	/	/	1333.46	1317.86	1254.96
μ	/	/	0.75	0.74	0.71
$\Delta\sigma_{relx}(MPa)$	/	/	64.68	62.18	52.52
<i>câble 3</i>					

➤ Le tableau suivant récapitule l'ensemble des pertes différée :

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\sigma_{relx}$$

Tableau V.11 : Pertes différée des câbles

X(m)		0.00	1.50	1.87	9.28	16.70
cable 1	<i>retrait</i>	1.71	1.71	1.71	1.14	1.14
	<i>fluage</i>	6.43	8.10	8.35	8.38	28.71
	<i>relaxation</i>	67.65	67.88	67.86	65.94	64.69
Pertes différée		64.52	66.38	66.61	64.47	83.76
X(m)		0.00	1.50	1.87	9.28	16.70
cable 2	<i>retrait</i>	1.71	1.71	1.71	1.14	1.14
	<i>fluage</i>	6.43	8.10	8.35	8.38	28.71
	<i>relaxation</i>	65.40	65.63	65.63	65.61	63.72
Pertes différée		62.64	64.50	64.75	64.20	82.95
X(m)		0.00	1.50	1.87	9.28	16.70
cable 3	<i>retrait</i>	0.00	0.00	0.00	1.14	1.14
	<i>fluage</i>	0.00	0.00	8.28	23.88	86.78
	<i>relaxation</i>	0.00	0.00	64.68	62.18	52.52
Pertes différée		0.00	0.00	62.18	76.84	131.69

V.5.3. Pourcentage des pertes totales :

Tableau V.12 : Pertes en Pourcentage

X(m)		0.00	1.50	1.87	9.28	16.70
Pertes totales	câble 1	257.79	252.02	249.73	207.87	179.70
	câble 2	284.05	276.90	272.99	219.51	178.23
	câble 3	0.00	0.00	297.53	251.39	295.64
X(m)		0.00	1.50	1.87	9.28	16.70
Pourcentage % des pertes	câble 1	18.21	17.80	17.64	14.68	12.69
	câble 2	20.06	19.56	19.28	15.50	12.59
	câble 3	0.00	0.00	21.01	17.75	20.88

V.6.CALCUL JUSTIFICATIF DES SECTIONS :

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifier le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicitée (à mi-travée).

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectuée en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieures et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

1ère étape

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

2ème étape (à 7ème jour)

Mise en tension des deux câbles ancrés à l'about, tirée à 50 % de la précontrainte, la section résistante est celle de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

3ème étape (à 28ème jour)

Mise en tension des deux câbles avec 100 % du précontraint en estime que 20 % des pertes différées sont consommées.

4ème étape (à 56ème jour)

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vue que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant. Les contraintes seront engendrées par :

- ✓ le poids propre de la poutre + hourdis.
- ✓ La précontrainte :
- ✓ Force de précontrainte de 02 câbles.
- ✓ Pertes instantanées de 1ere famille +40% des pertes différées de la 1ere famille.

5ème étape (à 63ème jours)

Mise en tension du câble débouchant en extradados avec 100 % de la précontraintes, la Section résistante est de la celle poutre +hourdis', les contraintes seront engendrées par :

- ✓ le poids de la poutre + hourdis.
- ✓ La précontrainte :
 - Force de précontrainte des 03 câbles.
 - Pertes instantanées des 03 câbles +60% des pertes différées de 1ere famille

6ème étape (à 84ème jours)

Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoir, G.C, etc.).

Les contraintes seront engendrées par :

- ✓ Le poids propre du tablier.
- ✓ La précontrainte.
 - Force de précontrainte des 03 câbles.
 - Les pertes totales.

7ème étape (mise en service)>90ème jour

Vérification de l'ouvrage en service en classe II, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe. Les contraintes seront engendrées par :

- ✓ Poids propre du tablier +Surcharges.
- ✓ Précontrainte des câbles.

V.6.1.Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la **classe II** :

Selon la classe **II** on doit faire les vérifications nécessaires vis-à-vis les contraintes de compression et de traction admissibles lors des 4 phases de constructions et de service.

Donc d'après (FIGURE V.4 : Classe de vérification des contraintes)

$$\begin{cases} \text{à } j = 7 \text{ jours} \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.6f_{c7} = 13,907 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exé} / Q.R / Q.F \\ \sigma_{t2} = -0.7f_{t7} = -1,39 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exécution} \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{t1} = -1.5f_{t7} = -2,99 \text{ MPa} \\ \sigma_{t2} = -f_{t7} = -1,99 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow Q.Rares \end{cases}$$

Et $j \geq 28$ jours

$$\begin{cases} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exé} / Q.R / Q.F \\ \sigma_{t2} = -0.7f_{t28} = -1,89 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exécution} \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{t1} = -1.5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{t2} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow Q.Rares \end{cases}$$

V.6.2.Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L):

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$P_1 = (1,02 P_0 - 0,80 \Delta P) * N \quad ; \quad P_2 = (0,98 P_0 - 1,20 \Delta P) * N$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$\Delta P = \% M_t * P_0$$

N : nombre des câbles

dx : la position du câble moyen

Tableau V.13 : Effort de précontrainte à distance (x)

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	dx=1.85	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	2	50	8.31	2.24	2.07	0.87	0.68	0.30	0.15	0.12
Phase 2	2	100	16.62	4.17	3.67	0.87	0.68	0.30	0.15	0.12
Phase 3	3	100	17.72	6.19	5.41	0.87	0.91	0.40	0.21	0.16
Phase 4	3	100	21.02	6.00	5.13	0.87	0.91	0.40	0.21	0.16

V.6.3.La vérification des contraintes :

Deux conditions doivent être vérifiées pour les 4 phases suivantes :

$$\sigma_{sup} > \sigma_t ; \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{p,sup} = M_{els} * V / I ; \sigma_{p,inf} = -M_{els} * V / I$$

$$\sigma_{p1,sup} = P_1/B - (P_1 * e * V / I) ; \sigma_{p1,inf} = P_1/B - (P_1 * e' * V' / I)$$

$$\sigma_{p2,sup} = P_2/B - (P_2 * e * V / I) ; \sigma_{p2,inf} = P_2/B + (P_2 * e' * V' / I)$$

$$\sigma_{Max}(\sigma_{sup}) = \sigma_{p1,sup} + \sigma_{p,sup} ; \sigma_{Max}(\sigma_{inf}) = \sigma_{p1,inf} + \sigma_{p,inf}$$

$$\sigma_{Min}(\sigma_{sup}) = \sigma_{p2,sup} + \sigma_{p,sup} ; \sigma_{Min}(\sigma_{inf}) = \sigma_{p2,inf} + \sigma_{p,inf}$$

Avec

- ✓ σ_p : contrainte due au moment à l'état limite service
- ✓ σ_{p1} : contrainte due à la précontrainte P₁
- ✓ σ_{p2} : contrainte due à la précontrainte P₂
- ✓ M_{els} : Moment à l'état limite service
- ✓ V : Centre de gravité de section par rapport fibre supérieur (poutre seul)
- ✓ V' : Centre de gravité de section par rapport fibre inférieur (poutre seul)
- ✓ I : Moment d'inertie

Les résultats sont dans l'annexe de vérification de section et **elle tout vérifier**

V.6.4.Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort tranchant normal n'affaiblissent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissure d'âme, inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre. en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton :

1^{er} mode : par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0,4f_{ij} * (f_{ij} + \sigma_x * 2/3) = (1/\tau^2)$$

2^{ème} mode : par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 2(f_{tj}/f_{cj}) * (0,6f_{cj} + \sigma_x) * (f_{tj} + \sigma_x * 2/3) = (1/\tau^2)$$

Avec :

- ✓ τ : Contrainte tangentielle.
- ✓ σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.
- ✓ σ_t : Contrainte normale transversale.

Si $\sigma_x < 0,4f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}$; avec $\tau_1 = (0,4f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x))^{0.5}$

V.6.4.1. Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

$$\sigma_x = P/B_n \quad \text{Avec : } P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

- ✓ P : effort de précontrainte.
- ✓ B_n : surface nette de la section considérée.

Application Numérique :

- ✓ $P = 2,35 \text{ MN}$
- ✓ $B_n = 1,43 \text{ cm}^2$
- ✓ $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- ✓ $\alpha_{C1} = 2,5^\circ$; $\alpha_{C2} = 6,69^\circ$; $\alpha_{C3} = 8,19^\circ$

$$P = 1,81 * (\cos(2,5) + \cos(6,69) + \cos(8,19)) = 5,54 \text{ MN}$$

On va calculer la contrainte :

$$\sigma_x = P/B_n = 3,88 \text{ MPa} < 0,4 * f_{c28} = 14 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

V.6.4.2. Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Avec

- ✓ V_{red} : effort tranchant réduit ; $V_{red} = V_{ser} - \sum P \cdot \sin(\alpha)$
- ✓ $S(y)$: Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.
- ✓ b_n : largeur nette de la section .
- ✓ I_n : moment d'inertie nette de la section

Tableau V.14: vérification des contraintes tangentielles

	V_{els}	$P\sin(\alpha)$	$P\cos(\alpha)$	V_{red}	τ	τ_1	
Phase 1	0.08372	0.30	1.86	-0.21	-0.50	2.67	Vérifiée
Phase 2	0.08372	0.48	3.70	-0.40	-0.92	2.67	Vérifiée
Phase 3	0.4875	0.56	5.54	-0.07	-0.17	2.67	Vérifiée
Phase 4	0.91	0.56	5.54	0.35	0.81	2.67	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage et une phase de service

V.6.5. Justifications de la poutre à l'ELU :

✓ **Angle d'inclinaison β_u**

$$\text{tg}(2\beta_u) = 2\tau_u / (\sigma_x + \sigma_y) ; \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : contrainte tangentielle ultime $\tau = \frac{V_{u \text{ red. } S(y)}}{I_n \cdot bn}$

Avec :

$$V_{u,red} = V_{ulti} - P \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_{ulti} = 0.64 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$V_{u,red} = 1,19 - 0,55 = 0,64 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = 3,78 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0,64 \cdot 0,49}{0,41 \cdot 0,52} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}(2\beta_u) = 2 \cdot 1,48 / 3,78 \Rightarrow \beta_u = 19,08^\circ \quad \text{On prend : } \beta_u = 30^\circ$$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t

donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{bn \times St \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{ftj}{3} \right] \times \text{tg}\beta_u$$

Avec :

- ✓ $\tau_u = 1.48 \text{ MPa}$
- ✓ $f_e = 500.00 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$
- ✓ $bn = 0.52 \text{ m}$
- ✓ $\gamma_s = 1.15$

$$\frac{At}{St} \geq 4.023 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V.6.6. Justifications du béton :

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

$$\tau_u \leq f_{c28}/6$$

$$1.48 \leq 5.83 \text{ vérifiée}$$

V.6.7. Ferrailage passif longitudinal

Il est destiné à limiter les fissurations prématurées, susceptibles qui se produisent avant la mise en tension des câbles de précontraintes. Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- ✓ Les armatures de peau.
- ✓ Les armatures de la zone tendue

V.6.7.1. Les armatures de peau :

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes. La section minimale est :

Le BPEL Art.6.1,1.31 propose la section minimale suivante :

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^3}{\text{ml}} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0,1\%B(\text{section brute du béton}) \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max [3 \times 6,11 ; 0,001 \times 6800] = 18,33 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures **12HA14** ($A_s = 18,47 \text{ cm}^2$)

V.6.7.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = B_t / 1000 + N_{BT} / f_e \times f_{tj} / \sigma_{bt} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ B_t : désigne l'aire de la partie tendue du béton.
- ✓ σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton.
- ✓ N_{BT} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera **5HA20** en nappe inférieure dans le talon et **4HA20** sur les deux périmètres latéraux du talon.

V.6.8.Ferraillage passif Transversal :

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

V.6.8.1.Ferraillage passif Transversal :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm^2 d'acier (1HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

V.6.8.2.Minimum d'armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \geq \gamma_s \times \left[\frac{\tau_u - 0.14 \times f_{tj}}{0.9 \times f_e} \right]$$

Avec :

- ✓ $\tau_u = 1.48 \text{ MPa}$
- ✓ $f_e = 500.00 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$
- ✓ $b_n = 0.52 \text{ m}$
- ✓ $\gamma_s = 1.15$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 14,644 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

V.6.8.3.Le pourcentage minimum a disposé :

D'après le BAEL le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 * \frac{\gamma_s \times b_n}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7,176 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre HA12)} \quad S_t \leq 0.16 \text{ m}$$

V.6.8.4.Cadre du 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, ils sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre (**HA12**)

V.6.9.Etude de la zone d'about :

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Les

études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- ✓ Zone de surface tendue.
- ✓ Zone intermédiaire comprimée.
- ✓ Zone d'éclatement tendue.

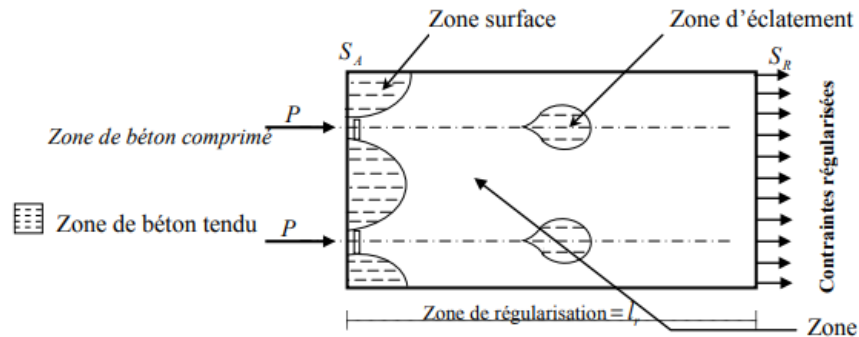


FIGURE V.8 : : zone de concentration des contraintes

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue. Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- ✓ Des efforts de tractions transversaux (effort de surface)
- ✓ Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

V.6.9.1. Détermination des dimensions du prisme :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_i .

$$C_1=0,36\text{m}; C_2=0,54 \text{ m}; C_3=0,6\text{m}$$

$$d_1=\min (2C_1 ; C_2)=\min (0,72 ; 0,54)=0,54 \text{ m.}$$

$$d_2=\min (C_2 ; 2C_3)=\min (0,54 ; 1,8)=0,54 \text{ m.}$$

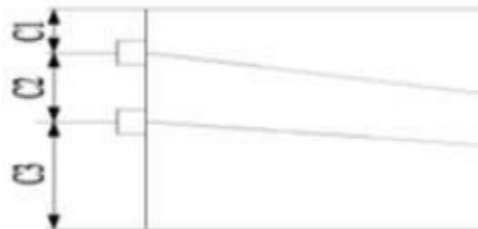


FIGURE V.9 : : le prisme symétrique à l'Ancre

➤ Zone de surface :

Plan Horizontal :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,lim}}$$

$$\sigma_{s,lim} = 0,66 * f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$P_{j0} = P_0 = 2 * \sigma_0 * A_p = \text{force maximale appliquer par un câble ; } P_{j0} = 4,76 \text{ MN /2(12T15)}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{4,76}{333,33} = 5,71 \text{ cm}^2 \text{ on adapte } \mathbf{3 \text{ cadre HA12}} (6,78 \text{ cm}^2)$$

Plan vertical

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,lim}}$$

$$\sigma_{s,lim} = 0,66 * f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$P_{j0} = P_0 = \sigma_0 * A_p = \text{force maximale appliquer par un câble ; } P_{j0} = 2,38 \text{ MN /c (12T15)}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,38}{333,33} = 2,85 \text{ cm}^2 \text{ on adapte } \mathbf{2 \text{ cadre HA12}} (4,52 \text{ cm}^2)$$

➤ Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = P_{j0} / (b * d_i) \leq 2 * f_{cj} / 3$$

(La limite de résistance du béton a la compression)

Avec :

- ✓ d_i : Hauteur du prisme « j » . :
- ✓ a_i : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».
- ✓ b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.
- ✓ P_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

1er cas : 7 jours

Les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c7} = 23,18 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{mj} = 0,5 * 2,38 / (0,54 * 0,54) = 3,67 \leq 15,45 \quad \text{Vérifiée}$$

2ème cas : 28ème jour

Les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28} = 35$ MPa.

$$\sigma_{mj} = 2,38 / (0,6 * 0,54) = 7,35 \leq 15,45 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Zone d'éclatement :

• Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier :

Plan vertical

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - a_j/d_i) * P_{j0} / (b * d_j) \leq 1,25 f_{cj}$$

1er cas : 7 jours

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - 0,24/0,54) * 0,5 * 2,38 / (0,6 * 0,54) = 1,02 \leq 2,49 \quad \text{Vérifiée}$$

2ème cas : 28ème jour

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - 0,24/0,54) * 2,38 / (0,6 * 0,54) = 2,04 \leq 3,375 \quad \text{Vérifiée}$$

Plan horizontal

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - a_j/b) * P_{j0} / (b * d_j) \leq 1,25 f_{cj}$$

1er cas : 7 jours

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - 0,24/0,6) * 0,5 * 2,38 / (0,6 * 0,54) = 1,01 \leq 2,49 \quad \text{Vérifiée}$$

2ème cas : 28ème jour

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - 0,24/0,6) * 2,38 / (0,6 * 0,54) = 2,03 \leq 3,375 \quad \text{Vérifiée}$$

• Ferrailage d'éclatement :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

Plan vertical:

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,25(1 - \frac{a_i}{d_i}) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right.$$

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,54}\right) \times \frac{2,38}{\frac{2}{3} \times 500} = 9,92 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \times \frac{2,38}{\frac{2}{3} \times 500} = 10,71 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_e = 10,71 \text{ cm}^2$$

On adapte **5 cadre HA12** a chaque câble $A_e = 13,1 \text{ cm}^2$

Plan horizontal:

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} fe} \\ 0,15 \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} fe} \end{cases}$$

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,6}\right) \times \frac{2 \times 2,38}{\frac{2}{3} \times 500} = 21,42 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \times \frac{2 \times 2,38}{\frac{2}{3} \times 500} = 21,42 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_e = 21,42 \text{ cm}^2$$

On adapte **10 cadre HA12** a chaque câble $A_e = 22,6 \text{ cm}^2$

Chapitre VI: ETUDE DE LA DALLE

VI.1.INTRODUCTION

Le plancher de notre ouvrage est une dalle en béton armé coulée sur place ou préfabriqué. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité, etc.) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Puisque notre tablier ne comprend pas d'entretoises intermédiaires, l'hourdis à un rôle d'entretoisement et il assure par conséquent la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Pour l'étude du tablier, nous allons donc considérer deux types de flexion :

- ✓ La flexion transversale.
- ✓ La flexion longitudinale.

VI.2.L'ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE :

Pour le ferrailage transversal on retourne aux résultats de la modélisation, la section sera étudiée en flexion simple.

Le moment fléchissant donné par ROBOT :

E.L.U :

Tableau VI.1 : Le moment fléchissant transversal donné par ROBOT à L'ELU.

<i>Les combinaison</i>	$1,35(G+D_{240})$	$1,35G+1,6(b_c)+1.6St$
<i>Fibre inférieur</i> $M_{xx} (MN*m)$	0,09884	0,08207
<i>Fibre supérieur</i> $M_{xx} (MN*m)$	0,00909	0,04233

E.L.S :

Tableau VI.2 : Le moment fléchissant transversal donné par ROBOT à L'ELS.

<i>Les combinaison</i>	$(G+D_{240})$	$G+1,2(b_c)+St$
<i>Fibre inférieur</i> $M_{xx} (MN*m)$	0,07280	0,06066
<i>Fibre supérieur</i> $M_{xx} (MN*m)$	0,00733	0,03032

➤ **Les moments flexion max sont les suivants :**

E.L.U : $M_{xx ;inf} = 0,09884 \text{ MN*m} \quad [1,35(G+D_{240})]$

$M_{xx ;sup} = 0,04233 \text{ MN*m} \quad [1,35G+1,6(b_c)+1,6St]$

E.L.S : $M_{xx ;inf} = 0,07280 \text{ MN*m} \quad [G+D_{240}]$

$M_{xx ;sup} = 0,03032 \text{ MN*m} \quad [G+1,2(b_c)+St]$

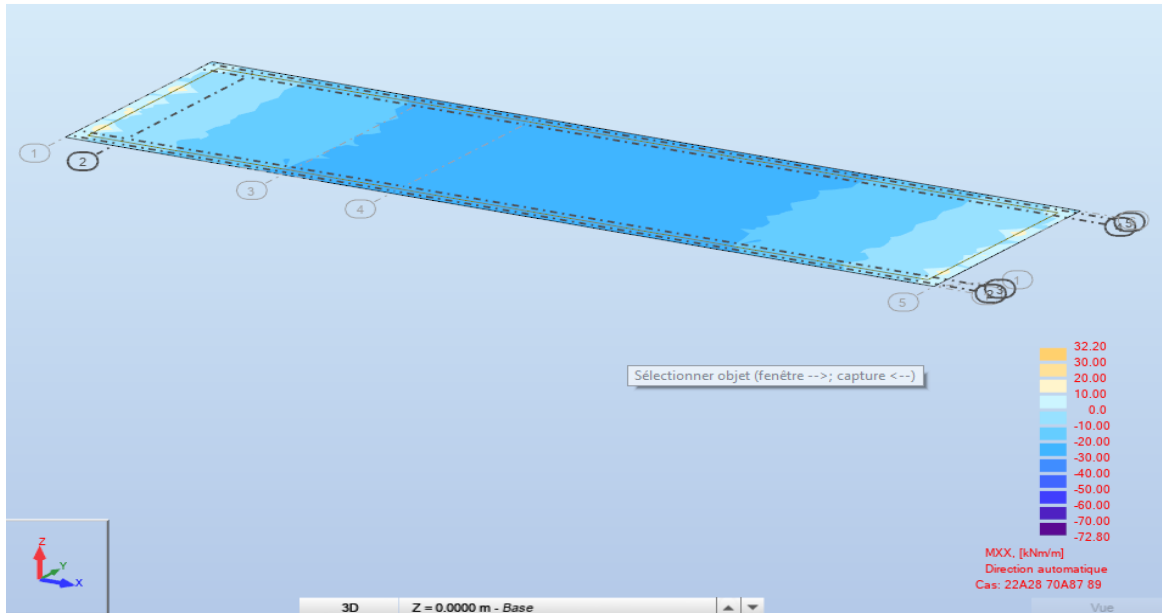


FIGURE VI.1 : diagramme des moments transversaux ELS

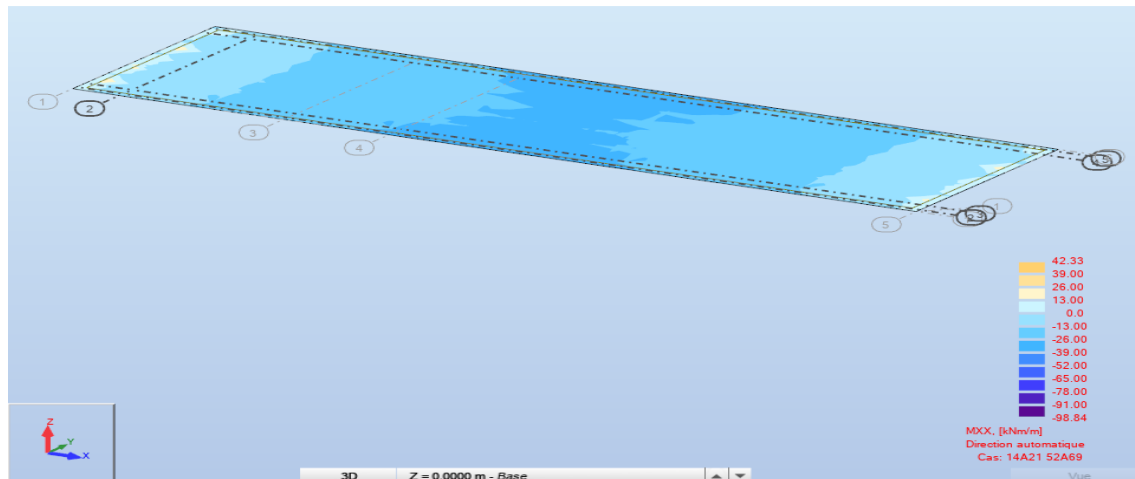


FIGURE VI.2 : diagramme des moments transversaux ELU

VI.2.1. Ferrailage sous la flexion transversale :

➤ Pour fibre inférieure à ELU (en utilise organigramme BAEL dans annexe):

➤ Section rectangulaire :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 35$ Mpa ; $f_{t28} = 2,7$ MPa
- ✓ Acier FeE500 Mpa ; $f_{ed} = 434,78$; $\sigma_{st} = 228,63$ MPa(fissuration préjudiciable)
- ✓ $b = 1$ m ; $h = 0,25$ m ; $C = 0.05$ m

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_u = 10,74$ cm²

- **Pour fibre inférieure à ELS (la même chose comme ELU)**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_{ser} = 16,16 \text{ cm}^2$

- La condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,7 * 1 * 0,225) / 500 = 2,79 \text{ cm}^2$$

- Section des armatures :

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{s,min}) = \max (10,74; 16,16 ; 2,79)$$

$$\text{Donc } A_s = 16,16 \text{ cm}^2$$

Alors on adapte **6HA20** a fibre inférieure ($A_s = 18,84 \text{ cm}^2$) chaque 1 mètre avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Pour fibre supérieure a ELU (la même chose comme fibre inférieure) :**

- **Section rectangulaire :**

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- ✓ Acier FeE500Mpa ; $f_{ed} = 434,78$; $\sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- ✓ $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$

Le résultat obtenus par les Organigrammes est : $A_u = 4,44 \text{ cm}^2$

- **Pour fibre supérieure à ELS (la même chose comme ELU dans annexe de ferrailage)**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_{ser} = 6,50 \text{ cm}^2$

- La condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,7 * 1 * 0,225) / 500 = 2,79 \text{ cm}^2$$

- Section des armatures :

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{s,min}) = \max(4,44 ; 6,50 ; 2,79)$$

$$\text{Donc } A_s = 6,50 \text{ cm}^2$$

Alors on adapte **6HA14** a fibre supérieure ($A_s = 9,24 \text{ cm}^2$) chaque 1 mètre avec $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.3.L'ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE :

Pour le ferrailage Longitudinale on retourne aux résultats de la modélisation, la section sera étudiée en flexion simple.

Le moment fléchissant donné par ROBOT :

E.L.U :

Tableau VI.3 : Le moment fléchissant Longitudinal donné par ROBOT à L' ELU.

Les combinaison	1,35(G+D ₂₄₀)	1,35G+1,6(b _t)+1.6St
Fibre inferieur <i>M_{yy} (MN*m)</i>	0,11465	0,08775
Fibre supérieur <i>M_{yy} (MN*m)</i>	0,03884	0,08498

E.L.S :

Tableau VI.4 : Le moment fléchissant Longitudinal donné par ROBOT à L'ELS.

Les combinaison	(G+D ₂₄₀)	G+1,2(b _t)+St
Fibre inferieur <i>M_{yy} (MN*m)</i>	0,08488	0,06488
Fibre supérieur <i>M_{yy} (MN*m)</i>	0,02793	0,06408

➤ Les moments fléchissent max sont les suivants :

E.L.U : $M_{xx ;inf} = 0,11465 \text{ MN*m}$ [1,35(G+D₂₄₀)]

$M_{xx ;sup} = 0,08498 \text{ MN*m}$ [1,35G+1,6(b_t)+1.6St]

E.L.S : $M_{xx ;inf} = 0,08488 \text{ MN*m}$ [G+D₂₄₀]

$M_{xx ;sup} = 0,06408 \text{ MN*m}$ [G+1,2(b_c)+St]

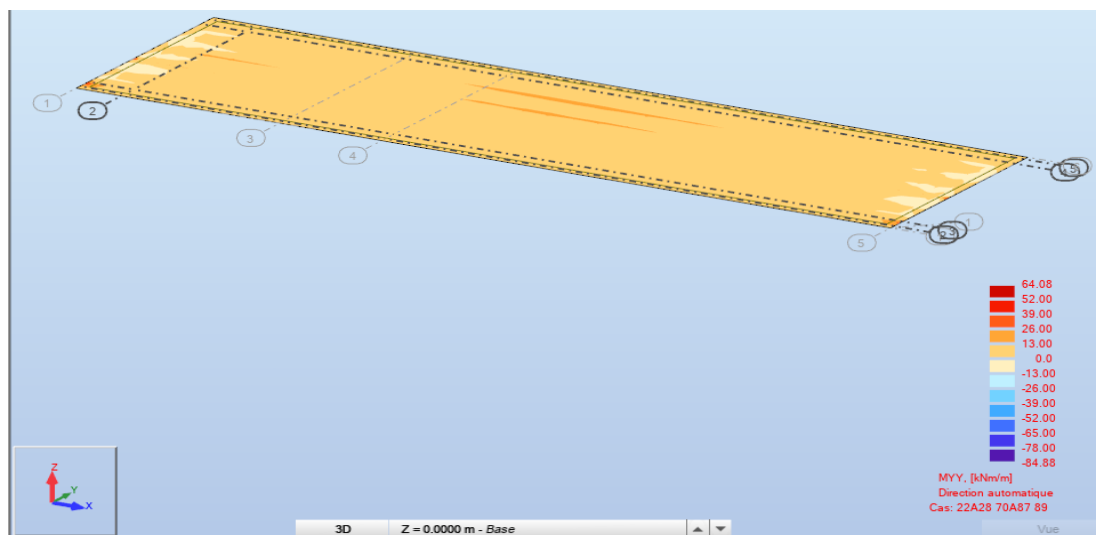


FIGURE VI.3 : diagramme des moments longitudinalement ELS

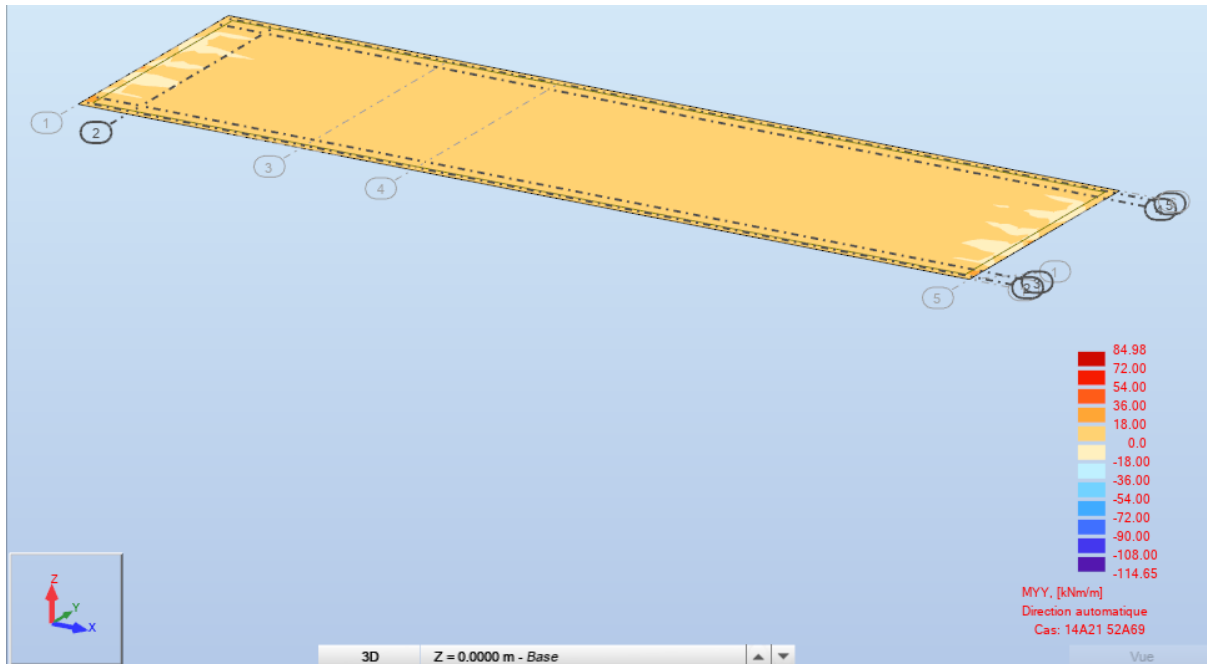


FIGURE VI.4 : diagramme des moments longitudinalement ELU

VI.3.1.Ferrailage sous la flexion longitudinale :

➤ Pour fibre inferieur a ELU (en utilisons organigramme BAEL dans annexe):

➤ Section rectangulaire :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- ✓ Acier FeE500 Mpa ; $f_{ed} = 434,78$; $\sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- ✓ $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : Donc $A_u = 12,58 \text{ cm}^2$

➤ Pour fibre inferieur à ELS (la même chose comme ELU)

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_{ser} = 19 \text{ cm}^2$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,23 \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,7 * 1 * 0,225) / 500 = 2,79 \text{ cm}^2$$

➤ Section des armatures :

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{s,\min}) = \max(12,58 ; 19 ; 2,79)$$

$$\text{Donc } A_s = 19 \text{ cm}^2$$

Alors on adapte **7HA20** a fibre inferieur ($A_s = 21.98$) chaque 1 mètre avec **S_t = 16cm**

➤ **Pour fibre supérieur a ELU (la même chose comme fibre inferieur) :**

➤ **Section rectangulaire :**

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- ✓ Acier FeE500 Mpa ; $f_{ed} = 434,78$; $\sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- ✓ $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_u = 9,15 \text{ cm}^2$

➤ **Pour fibre supérieur à ELS (la même chose comme ELU)**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_{ser} = 14 \text{ cm}^2$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,7 * 1 * 0,225) / 500 = \mathbf{2,79 \text{ cm}^2}$$

➤ Section des armatures :

$$A_s = \max (A_u , A_{ser} , A_{s,min}) = \max(9,15 ; 14 ; 2,79)$$

$$\text{Donc } \mathbf{A_s = 14 \text{ cm}^2}$$

Alors on adapte **7HA16** a fibre supérieur ($A_s = 14,07 \text{ cm}^2$) chaque 1 mètre avec **St = 16cm**

➤ **Récapitulation pour le ferrailage général de la dalle :**

✓ Les armatures transversales :

Fibre supérieure : **6 HA14** espacée de 20 cm

Fibre inférieure : **6 HA20** espacée de 20 cm

✓ Les armatures longitudinales :

Fibre supérieure : **7HA16** espacée de 16cm.

Fibre inférieure : **7HA20** espacée de 16 cm

Chapitre VII: Calculs des déformations

VII.1.INTRODUCTION :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement, Etc.).

Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections.

VII.2.CALCUL DES FLECHES :

VII.2.1.Flèche due au poids propre :

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi- travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 E_v \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^4}{48 E_v \cdot I_{eq}}$$

Avec :

- ✓ L: La portée = 33,4 m
- ✓ E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.
- ✓ $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102,45$ MPa
- ✓ G : poids propre du tablier porté par une poutre.
- ✓ M_G : Moment sous charges permanente
- ✓ I_{eq} : Moment d'inertie de la section médiane équivalente de la « poutre + hourdis ».

D'où :

$$F_G = \frac{5 \cdot 410 \cdot 33,4^2}{48 \cdot 12102,45 \cdot 0,3376} = \mathbf{11,66 \text{ cm}}$$

VII.2.2.Flèche due aux surcharges:

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_s = M_{ELS} - M_G = 661 - 410 = 251 \text{ t.m}$$

Même calcul que pour la flèche due au poids propre :

$$F_s = \frac{5 \cdot 251 \cdot 33,4^2}{48 \cdot 12102,45 \cdot 0,3376} = \mathbf{7,14 \text{ cm}}$$

VII.2.3. Contre flèche de précontrainte :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre sera donné par :

$$F_p = \int_0^L \frac{M \cdot x}{E \cdot I_G} dx$$

Avec $M \cdot x \cdot dx$ est le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

VII.2.3.1. Diagramme des moments de précontraintes :

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

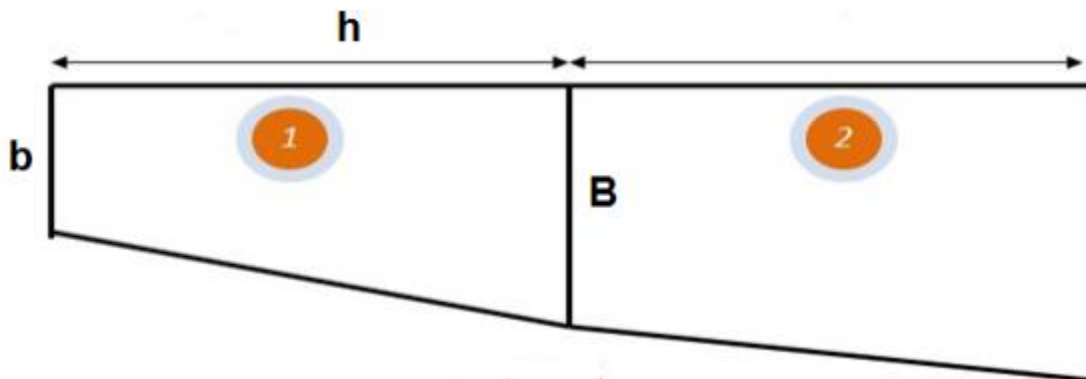


FIGURE VII.1 : Diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :

$$M_i = N_i \cdot e_i$$

- ✓ N_i : Effort de précontrainte
- ✓ e_i : excentricité.

Avec :

$$N_i = P \cdot \sum \cos(\alpha_i)$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte, la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

Donc :

$$P = \sigma_{pm} \cdot A_p = \frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \times A_p$$

- σ_{pi} : Contrainte initiale.
- σ_{ps} : Contrainte finale en service.

Tableau VII.1 : Valeurs de « σ_{pm} » à différentes sections.

Section	σ_{pi} (MPa)	σ_{ps} (MPa)	σ_{pm} (MPa)
0	1344.79	1145.08	1244.93
9.275	1328.85	1189.74	1259.30
L/2	1302.76	1198.14	1250.45

Tableau VII.2 : Valeurs des moments aux différentes sections.

Section	$\Sigma \cos(\alpha_i)$	Pi (MN)	N(MN)	e_{pi} (m)	M_{pi} (MPa)
0	1,9922	2,09	-4,17	0,19	-0,79
9.275	2,9821	2,12	-6,31	0,81	-5,09
L/2	2,9821	2,10	-6,26	1,00	-6,23

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B+b)}{3(B+b)}$$

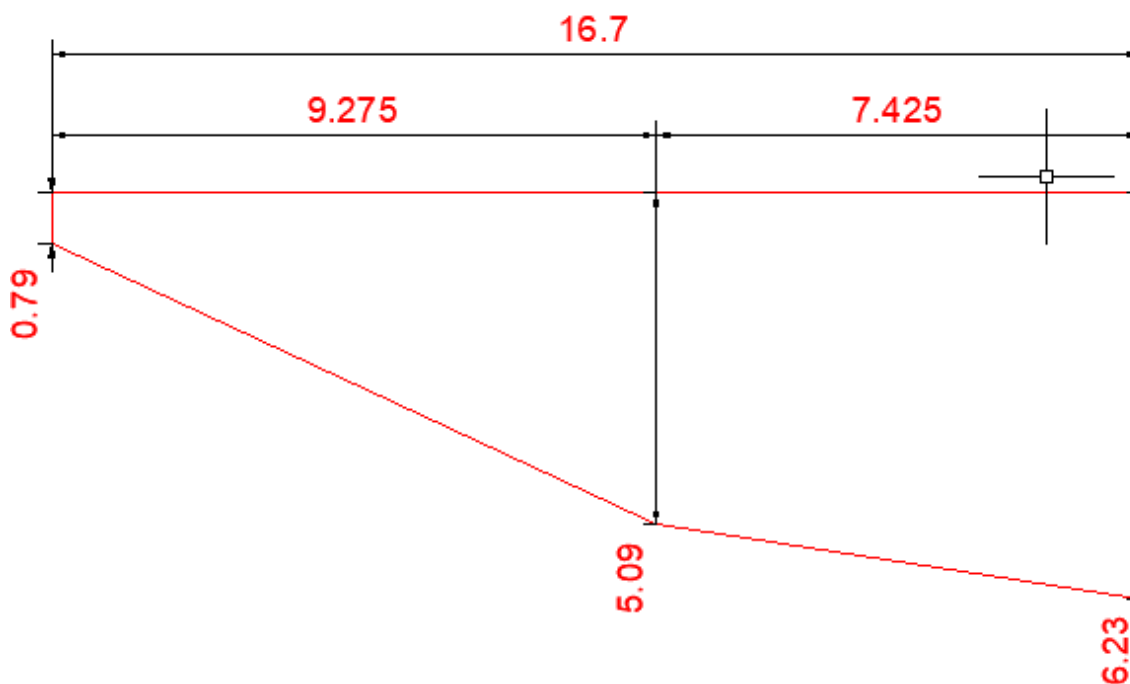


FIGURE VII.2 : Diagramme des moments de précontrainte

1^{er} trapèze :

$$X_1 = \frac{9,725 \times (2 \times 5,09 + 0,79)}{3 \times (5,09 + 0,79)} = 5,77 \text{ m}$$

$$F_1 = -\frac{X_1 \cdot A_1}{E \cdot I} = -\frac{5,77 \times (5,09 + 0,79)}{2 \times 12102,45 \times 0,3376} = -3,86 \text{ cm}$$

2^{eme} trapèze :

$$X_2 = 9,725 + \frac{7,425 \times (2 \times 6,23 + 5,09)}{3 \times (5,09 + 6,23)} = 13,11 \text{ m}$$

$$F_2 = -\frac{X_2 \cdot A_2}{E \cdot I} = -\frac{13,11 \times (5,09 + 6,23)}{2 \times 12102,45 \times 0,3376} = -13,49 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } F_p = F_1 + F_2 = -3,86 - 13,49 = -17,34 \text{ cm}$$

$$F_p = -17,34 \text{ cm}$$

➤ Remarque : Le signe (-) indique que la flèche est vers le haut (contre flèche).

VII.2.4. Flèche totale:

✓ Flèche totale sous poids propre:

$$F = F_G + F_p = 11,66 - 17,34 = -5,68 \text{ cm}$$

✓ Flèche totale service :

$$F = F_G + F_s + F_p = 11,66 + 7,14 - 17,34 = 1,46 \text{ cm}$$

✓ Flèche admissible :

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{33,4 \times 100}{500} = 6,68 \text{ cm}$$

- On constate que les flèches sont nettement inférieures à la flèche admissible, donc la condition de la flèche est vérifiée.

VII.3. CALCUL DES ROTATIONS :

- Rotations sous le poids propre:

La rotation α à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\omega_G = \frac{G \cdot L^3}{E_v \cdot I_{eq}} = \frac{M_g \cdot L}{3E_v \cdot I_{eq}}$$

$$\omega_G = \frac{4,01 \times 33,4}{12102,45 \times 0,3376} = 1,117 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

- Rotations sous les charges:

$$\omega_s = \frac{Q_s \cdot L^3}{E_v \cdot I_{eq}} = \frac{M_s \cdot L}{3E_v \cdot I_{eq}}$$

$$\omega_s = \frac{2,51 \times 33,4}{12102,45 \times 0,3376} = 6,84 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

- Rotations sous la précontrainte:

$$\omega_p = \int_0^L \frac{M \cdot x}{E \cdot I_G} dx = -\frac{\sum A_i}{E \cdot I_G}$$

Avec A_i aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre :

Tableau VII.3 : Valeurs Rotations sous la précontrainte.

	$h(m)$	$b(MN.m)$	$B(MN.m)$	$X(m)$	$\omega_p(rad)$
<i>Trapèze 1</i>	9.28	-0,79	-5,09	5.77	-6.68*10⁻³
<i>Trapèze 2</i>	7.42	-5,09	-6,23	13.11	-1.03*10⁻²

Donc : $\omega_p = \omega_{p1} + \omega_{p2} = -6,68*10^{-3} - 1,03*10^{-2} = -1,7*10^{-2}$

$$\omega_p = -1,7*10^{-2} \text{ rad}$$

- Rotations totale:

✓ Rotations totale sous poids propre:

$$\omega = \omega_G + \omega_p = (1,117 - 1,7)*10^{-2} = 5,83*10^{-3} \text{ rad}$$

$$\omega = 5,83*10^{-3} \text{ rad}$$

✓ Rotations totale service :

$$\omega = \omega_G + \omega_p + \omega_s = (1,117 - 1,7)*10^{-2} + 6,84*10^{-3} = 1,05*10^{-3}$$

$$\omega = 1,05*10^{-3} \text{ rad}$$

VII.4. Calcul des déplacements d'appuis :

- Déplacements dû à la rotation :

$$\Delta_\omega = \frac{\omega \times h}{2} = \frac{1,05 \times 10^{-3} \times 150}{2} = 0,078 \text{ cm}$$

- Déplacements dû au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3*10^{-4}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 3340}{2} = 0,501 \text{ cm}$$

- Déplacements dû au fluage :

$$\Delta_f = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_b}{E_i} = \frac{2 \times 19,085}{35981,73} = 1,061 \times 10^{-3}$$

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen ; $\sigma_b = 19,085$ MPa

$$\Delta_f = \frac{1,061 \times 10^{-3} \times 3340}{2} = \mathbf{1,772 \text{ cm}}$$

- **Déplacements dû à la variation de température :**

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3340}{10000} = \pm \mathbf{0,334 \text{ cm}}$$

- **Déplacement total :**

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = 0,078 + 0,501 + 1,772 + 0,334 = \mathbf{2,685 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\min}^+ = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} - \Delta_t = 0,078 + 0,501 + 1,772 - 0,334 = \mathbf{2,017 \text{ cm}}$$

VII.5.Conclusion :

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Chapitre VIII: ÉQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1.INTRODUCTION :

Les tabliers des ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des 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.
- Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en **élastomère fretté**.

VIII.2.LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE :

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
 - ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
 - ✓ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure
- **Les avantages :**
- ✓ Ils sont économiques.
 - ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
 - ✓ Ils n'exigent aucun entretien

VIII.2.1.Dimensionnement de l'appareil d'appui :

VIII.2.1.1.Dimensions en plan :

❖ Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale calculée à l'ELU avec la combinaison $1,35G+1,35D_{240}$ est de :

$$R = N_{\max} = 1,45 \text{ MN}$$

Chapitre VIII: ÉQUIPEMENTS DU TABLIER

❖ L'aire d'appareil d'appui :

Soient **a** et **b** les dimensions en plan de l'appareil d'appui, il doit vérifier la condition de non écrasement suivante:

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a.b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- ✓ σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{\max} .
- ✓ N_{\max} : Réaction d'appui.
- ✓ 2 MPa : Condition de non cheminement.
- ✓ 15 MPa : Condition de non écrasement.

D'où :

$$0,0967 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,725 \text{ m}^2$$

On prendra : **a x b ≈ 350 x 300 mm²** et **t = 10mm** (épaisseur des feuillet)

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillet, $T_q < a/3$ et $T_{b_{\max}} < 300 \text{ mm}$

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
350	500			x			
350	550			x	x		
350	600			x	x		
400	400			x	x		
400	450			x	x		
400	500			x	x		
400	550				x		
400	600				x		
450	500			x	x		
450	550				x		
450	600				x		
500	500			x			
500	550				x		
500	600				x	x	
500	650				x	x	
500	700				x	x	
600	600				x	x	
600	650				x	x	
600	700				x	x	
700	700				x	x	
700	800					x	x
700	900					x	x
800	800					x	x
800	900					x	x
900	900						x

FIGURE VIII.1 : les valeur de a x b et t document de la SETRA

VIII.2.1.2.Détermination de la hauteur :

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T (avec **a** est le plus grand côté)

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{350}{10} \leq T \leq \frac{350}{5} \Rightarrow 35\text{mm} \leq T \leq 70\text{mm}$$

On prend $T = 70 \text{ mm}$

On optera pour un appareil type : « CIPEC 300 x 350 x 5 (10+2) » donc :

- ✓ 5 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$
- ✓ 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$
- ✓ 5 frettes métallique d'épaisseur $t_s = 2 \text{ mm}$.

VIII.2.2.Vérification des Appareils d'Appui :

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

VIII.2.2.1.Limitation des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_h = G \cdot \text{tg } \gamma \leq 0,5G \Rightarrow \text{tg } \gamma = \frac{U}{T} \Rightarrow \tau_h = \frac{U \times G}{T} \leq 0,5G$$

Avec :

- ✓ T : Epaisseur totale des feuilles d'élastomères.
- ✓ G : module d'élasticité transversale due à l'effort horizontal h .
- ✓ τ_h : Contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.
- ✓ $U = \Delta h_{\text{max}} = 2,685 * 10^{-2} \text{ m}$

$$\text{Donc : } \tau_h = \frac{26,85 \times 0,9}{70} \leq 0,5 * 0,9 \Rightarrow \mathbf{0,36 \leq 0,45} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.2.2.Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s * P_u < P_c$

Avec :

- ✓ $\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,
- ✓ P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime $P_u = 1,45 \text{ MN}$.
Donc : $\gamma_s * P_u = 3 * 1,45 = 4,35 \text{ MN}$

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4GBS^2 d/h$$

Avec :

- ✓ B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$),
- ✓ d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,
- ✓ h : hauteur totale de l'appareil d'appui,

Chapitre VIII: ÉQUIPEMENTS DU TABLIER

- ✓ G : module de cisaillement dynamique,
- ✓ S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet). $S = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$

Donc :

$$S = \frac{350 \times 300}{2 \times 10(350 + 300)} = 8,08$$

$$P_c = \frac{4 \times 1,2 \times 0,11 \times 8,08^2 \times 0,012}{0,07} = 5,64$$

$$P_c = 5,64 \text{ MN}$$

$$4,35 < 5,64 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.2.3. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes : -

$$\text{Pour } p = P_u/P_c \leq 0,25 : \quad \delta_c \leq 0,7 + 4(\delta_o - 0,7)(0,25 - p)$$

- ✓ $\delta_o = c/h_c$, borné par $[0,7 < \delta_o < 2]$
- ✓ c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,
- ✓ h_c : épaisseur totale d'élastomère.

$$\text{Pour } p \geq 0,25 : \quad \delta_c \leq 1,4(1 - 2p)$$

Avec :

- δ_c : distorsion critique
- γ : rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale ; $\gamma = d_{\text{tablier}} / t_q$
- d_{tablier} : Déplacement longitudinale du tablier par rapport au sol (4,4 cm)
- t_q = l'épaisseur totale (7cm)

$$\text{Donc : } p = 1,45/5,64 = 0,257 \geq 0,25$$

$$\text{alors } \delta_c \leq 1,4(1 - 2 \times 0,257) \Rightarrow \delta_c \leq 0,68$$

$$\delta = 4,4/7 = 0,63 \Rightarrow 0,63 < 0,68 \quad \text{Alors Condition vérifiée}$$

VIII.2.2.4. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

$$\text{On vérifiera : } H < f \cdot N$$

Où :

- ✓ H : est l'effort horizontal,
- ✓ N : est l'effort de compression vertical,

Chapitre VIII: ÉQUIPEMENTS DU TABLIER

✓ f : est le coefficient de frottement.

f a pour expression : $f = 0,10 + 0,60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

Avec :

$$N_{pile} = R_{sis_max_pile} + G + 0,6 R_{sur_max_pile}$$

- ✓ $R_{sis_max_pile}$: réaction verticale max dû à l'action sismique sur la pile
- ✓ $R_{sur_max_pile}$: réaction verticale max dû aux surcharges
- ✓ G : poids propre de la structure (depuis chapitre descente des charges)

$$N_{culée} = R_{sis_max_culée} + G + 0,6 R_{sur_max_culée}$$

- ✓ $R_{sis_max_culée}$: réaction verticale max dû à l'action sismique sur la culée
- ✓ $R_{sur_max_culée}$: réaction max dû aux surcharges

$$\sigma_m = N/(a*b)$$

- ✓ $(a*b)$: section de appareils d'appui

$$H_{pil} = H_{sis_max_pil} + 0,4 F_{tem} + F_{fl+re} + 0,2 F_{frei_max}$$

- ✓ $H_{sis_max_pil}$: réaction horizontale max dû à l'action sismique sur la pile
- ✓ F_{tem} : force horizontale dû à l'effet du température
- ✓ F_{fl+re} : force horizontale dû à l'effet du retrait et du fluage
- ✓ F_{frei_max} : force horizontal dû à l'effort de freinage

$$H_{culée} = H_{sis_max_culée} + 0,4 F_{tem} + F_{fl+re} + 0,2 F_{frei_max}$$

- ✓ $H_{sis_max_culée}$: réaction horizontale max dû à l'action sismique sur la culée

➤ Pour pile :

$$N_{pile} = 0,051 + 0,556 + 0,6 * 0,142 = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,64 / (0,35 * 0,30) = 6,05 \text{ MPa}$$

$$f = 0,10 + (0,60 / 6,05) = 0,2$$

$$H_{pile} = 0,109 + 0,4 * 0,003 + 0,007 + 0,2 * 0,025 = 0,122 \text{ MPa}$$

0,122 < 0,127 Condition vérifiée

➤ Pour culée

$$N_{pile} = 0,054 + 0,556 + 0,6 * 0,208 = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,64 / (0,35 * 0,30) = 6,05 \text{ MPa}$$

$$f = 0,10 + (0,60 / 6,05) = 0,2$$

$$H_{pile} = 0,119 + 0,4 * 0,003 + 0,007 + 0,2 * 0,025 = 0,122 \text{ MPa}$$

$0,126 < 0,128$ Condition vérifiée

VIII.3.LES DES D'APPUIS :

VIII.3.1.Fonctions des dés d'appuis :

- ✓ Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- ✓ Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- ✓ Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- ✓ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

VIII.3.2.Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

$$A_1 = A + d_1 = 300 + 200 = 500 \text{ mm}$$

$$B_1 = B + d_2 = 350 + 150 = 500 \text{ mm}$$

$$S = A_1 * B_1 = 350 * 300 = 105000 \text{ mm}^2$$

$$P = 2 * (A_1 + B_1) = 2 * (500 + 500) = 1300 \text{ mm}$$

$$H > \frac{2.S}{P} = \frac{2 * 105000}{4000} = 161,5 \text{ mm}$$

On prends $H = 20\text{cm}$

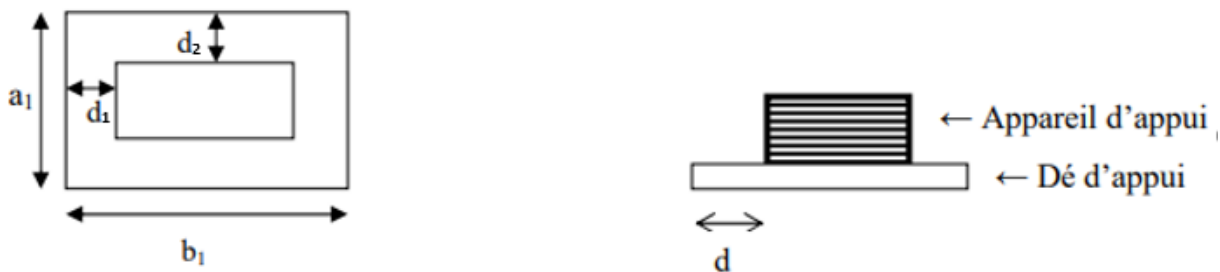


FIGURE VIII.2 : Schématisation de dé appui.

VIII.3.3.Ferrailage des dés d'appui :

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du chevre des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement. Celles-ci seront disposées dans le corps du dé d'appui.

VIII.3.3.1.Armatures de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante.

$$R = 0,25 * N_{\max} = 0,25 * 1,45 = 0,3625 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,66 * f_c = 333,33 \text{ MPa}$$

$$A_s = R / \bar{\sigma}_s = 10,875 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA16}$$

VIII.3.3.2. Armatures de profondeur :

Leur rôle est d'éviter la propagation des fissures, elles reprennent un effort

$$R = 0,125 * N_{\max} = 0,125 * 1,45 = 0,18125 \text{ MN}$$

$$A_s = R / \bar{\sigma}_s = 5,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA12}$$

VIII.3.3.3. Armatures de diffusion :

➤ Ferrailage de surface :

Ces armatures reprennent $R = 0,125 * N_{\max} = 0,04 * 1,45 = 0,058 \text{ MN}$

$$A_s = R / \bar{\sigma}_s = 1,74 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA8}$$

➤ Ferrailage inférieur :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que $\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$

$$R = 0,1 * N_{\max} = 0,0148 \text{ MN} \quad A_s = R / \bar{\sigma}_s = 1,74 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA8}$$

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE :

VIII.4.1. Introduction :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux travées de l'ouvrage

Dans la plupart des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules ;
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

➤ Confort et esthétique :

- ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.
- ✓ Absence de bruits de vibrations.

➤ Résistance

- ✓ Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantir le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

➤ **Étanche**

- ✓ En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé, et aussi une bonne évacuation des eaux.
- ✓ La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VIII.4.2. Calcul du souffle des joints :

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 1.

$$\text{Donc } \Delta l_{\text{total}} = 0,4 * \Delta L_t + \Delta L_{\text{re}} + \Delta L_{\text{fl}} + (\Delta L_{\text{sis}}/3)$$

➤ **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l=33,4$ m $\Delta L_t = 1,002$ cm

➤ **Retrait :**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l=33,4$ m $\Delta L_{\text{re}} = 1,336$ cm

➤ **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte est de 2 à 3

On prend : $K_{fl} = 3$

Pour notre cas $l=16,7$ m

Donc : $\Delta L_{ff} = 0,501 \text{ cm}$

➤ **Souffle sismique :**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K * \Delta L_{sis} \Rightarrow \Delta L_{sis} = F/K$$

Avec :

- K : La rigidité des appuis du tablier
- F : La force sismique
- ΔL_{sis} : Le déplacement depuis le chapitre (étude sismique).

Donc : $\Delta L_{sis} = 4,4 \text{ cm}$

Ce qui nous donne un souffle total de :

$$\Delta l_{total} = 0,4 * 1,002 + 1,336 + 0,501 + (4,4/3)$$

$$\Delta l_{total} = 3,7 \text{ cm}$$

Donc d'après le guide SETRA on prend un joint de chaussée de type : **tx140**

Chapitre IX: ETUDE SISMIQUE

IX.1.INTRODUCTION :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement brutal sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique de la structure, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Le séisme est une action dynamique caractérisée par un aspect aléatoire particulièrement sollicitant pour les ponts, dont l'enjeu et les conséquences peuvent être dramatique. L'observation, et l'étude des dommages subis à la suite des derniers séismes dans le monde ont amené à l'identification des raisons pour lesquelles les ponts ont subi des dégâts, et ont aussi renforcé l'évidence que les ponts sont très vénérables au séisme et que leur mise hors d'usage empêche l'acheminement des secours vers les zones touchées par la catastrophe comme :

- ✓ Chute du tablier.
- ✓ Endommagement des joints du tablier.
- ✓ Endommagement des appuis.
- ✓ Endommagement des piles.

IX.2.APPLICATION DU RPOA POUR LES PONTS NEUFS :

Toutes les étapes de calcul sont établies selon le Règlement Parasismique des Ouvrage d'Art (RPOA 2008).

Le RPOA est le règlement de troisième génération, il concerne la conception parasismique des ponts, qui porte principalement sur la prise en compte de la ductilité à travers l'introduction d'un facteur de comportement et des dispositions constructives dans les différents éléments de la structure du pont afin de dissiper l'énergie provenant du séisme sans dommages majeurs.

IX.3.CALCUL PARASISMIQUE :

IX.3.1.Classe de pont :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes, cette classification est décrite dans le RPOA2008 I article 2.2 et repris dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Classification des ponts

<i>Groupe de pont</i>	Importance
<i>Groupe 1</i>	Pont stratégique
<i>Groupe 2</i>	Pont important
<i>Groupe 3</i>	Pont d'importance moyenne

Pour notre cas il s'agit d'un pont qui longent une liaison d'aménagement du territoire donc on est sur un pont important (**groupe 2**).

IX.3.2. Classification des zones sismiques :

Le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismique croissante

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Notre pont est situé à El Bayadh qui est classée en zone de sismicité **Zone I : faible**

IX.3.3. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone (A) est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Il est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.2 : Coefficient d'accélération de la zone

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	0,35
3	0,10	0,15	0,20	0,30

Pour notre cas le coefficient d'accélération de zone est de : **A=0.12g**

IX.3.4. Classification du sol :

Le sol se compose essentiellement de sable ferme et dur et d'argile indurée très compacte donc on va le classer dans la Catégorie S2 (site ferme) caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 400$ m/s.

IX.3.5. Facteur de correction d'amortissement :

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement : ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$)

Taux d'amortissement critique (ξ) (en %) :

- ✓ Acier soudé = 2
- ✓ Aciers boulonnés = 4
- ✓ Béton précontraint = 2
- ✓ **Béton armée = 5**
- ✓ Béton non armé = 3

✓ Elastomère frétée = 7

Donc pour le béton armé on aura :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

IX.4.EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES :

Pour évaluer l'effort sismique à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage, il est important de prendre en considération l'action sismique résultante d'une translation d'ensemble (tous les Points du sol se déplacent en phase) dans chacune des deux directions du mouvement sismique.

Cette action sismique est calculée en fonction aussi bien de l'accélération de la zone d'implantation de l'ouvrage que de sa nature (groupe d'usage). A cet effet, un spectre de réponse pour la composante horizontale du mouvement sismique est utilisé pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

IX.5.COMPOSANTE HORIZONTALE :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} A. g. S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S & T_2 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left(\frac{3. T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- ✓ g : accélération de la pesanteur ($9,81 m/s^2$)
- ✓ T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- ✓ S : coefficient de site
- ✓ A : est donnée dans le Tableau X.1
- ✓ η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$)
- ✓ ξ : taux d'amortissement

Pour un sol ferme (S2) on a :

- $T_1 = 0,15s$
- $T_2 = 0,40s$
- $S = 1,1$

IX.6. SEISME LONGITUDINAL (R.P.O.A.art.4.3.1.3.1) :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide

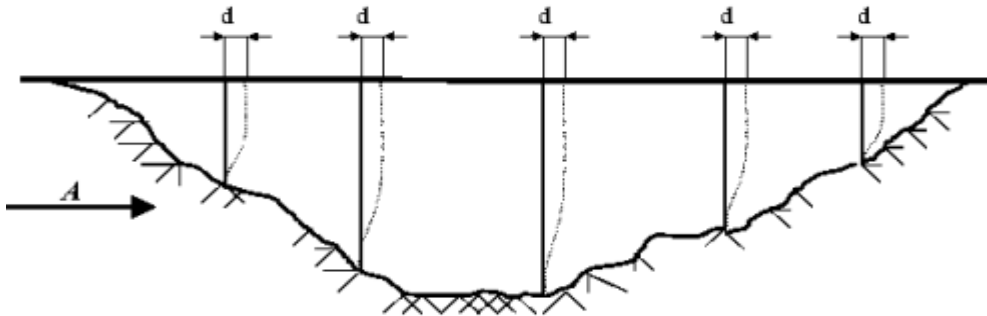


FIGURE IX.1 : séisme longitudinal

L'analyse du système dans cette direction se fait par la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

En effet, il faut selon le RPOA vérifier les critères suivants:

- ✓ La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.

$$G_{\text{Pile}} \leq 0.43 G_{\text{tablier}}$$

Avec :

G_{tablier} : poids totale de super structure ; $G_{\text{tablier}} = 53319,59 \text{ KN}$

G_{Pile} : poids des pile $G_{\text{Pile}} = G_{\text{Fût}} + G_{\text{chevete}} = 5118,49 \text{ Kn}$

$$5118,49 \leq 0.43 * 53319,59 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- ✓ Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Ouvrage droit → Condition Vérifiée

- ✓ La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

$$\Theta (g) = 0,00 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- ✓ La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Ouvrage symétrique → **Condition Vérifiée**

IX.6.1.Détermination des sollicitations sismiques :

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.S_a(T)$$

- ✓ M : La masse effective totale de la structure
- ✓ $S_a(T)$: L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T ($S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique $q = 1$).

La période fondamentale T a pour expression :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$K = \sum K_i$: La rigidité du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$D = \left(\frac{T}{2 \times \pi}\right)^2 \times S_a$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des rigidités :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

IX.6.2.Calcul de la rigidité longitudinale de la structure :

Pour les piles :

La rigidité du système comprend la raideur du fût et la rigidité des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3EI}{L^3} = 221,21 \text{ MN/m}$$

Avec :

- ✓ n : le nombre des fûts de piles.
- ✓ E : le module de déformation instantanée du béton.
- ✓ I : l'inertie longitudinale d'un fût.

✓ L : la hauteur du fût.

Pour les appuis :

$$K_{\text{appareil appui}} = \frac{G \times a \times b}{e} = 2,1 \text{ MN/m}$$

Avec :

- ✓ n : le nombre des appareils d'appuis.
- ✓ G : le module de cisaillement dynamique de l'appareil.
- ✓ a×b : les dimensions en plan de l'appareil.
- ✓ e : l'épaisseur totale de l'élastomère.

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{Fût}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil appui}}}} = 22,62 \text{ MN/m}$$

Tableau IX.3 : rigidité longitudinale des appareils d'appuis sur culée

Culées	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis culée} (MN/m)
C1	2,10	6	12,60
C2	2,10	6	12,60

Alors :

$$K_{\text{long}} = K_{\text{appuis}} + K_{\text{appuis culée}} = 183,56 \text{ MN/m}$$

IX.6.3.Calcul de la période propre longitudinal de système :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{53,31959}{183,56 \times 9,81}} = 1,07 \text{ s}$$

IX.6.4.Calcul des forces sismique longitudinal :

- Réponse sismique longitudinal :

La période du système se situe entre T2 et 3,0secs. Nous utilisons alors la troisième équation du spectre qui est :

$$Sae(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2,5 \times 1 \times 0,15 \times 9,81 \times 1,1 \times \left(\frac{0,4}{1,08}\right) = 1,51 \text{ m/s}^2$$

- Effort total longitudinal :

$$F_{\text{longitudinale}}^T = M \cdot Sae(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 53,31959 \times 1,51 = 8,06 \text{ MN}$$

- Déplacement du tablier longitudinal par rapport au sol :

$$D_{\text{longitudinal}} = \left(\frac{1,08}{2 \times \pi}\right)^2 \times 1,51 = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

- Répartition des efforts et déplacement longitudinal des piles et culées :

$$F_{\text{appui ,pile}} = \frac{K_{\text{appui}}}{K} \times F_{\text{longitudinale}}^T = 993,3 \text{ kN}$$

$$F_{\text{appui,culé}} = \frac{K_{\text{appui}}}{K} \times F_{\text{longitudinale}}^T = 553,2 \text{ kN}$$

IX.7.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 ;
- ✓ Le modèle à tablier flexible.

Nous avons utilisé le modèle à tablier rigide

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $L/B \leq 5$

On a : $33,4/9,76=3,42 < 5$ Alors : L'étude sismique transversal comme longitudinal

IX.7.1.Calcul de la rigidité de la structure Transversale :

Pour les piles :

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3EI}{L^3} = 21475,59 \text{ MN/m}$$

Avec :

- ✓ n : le nombre de fûts de piles.
- ✓ E : le module de déformation instantanée du béton.
- ✓ I : l'inertie longitudinale d'un fût.
- ✓ L : la hauteur du fût de la pile

Pour les appuis :

$$K_{\text{appareil appui}} = \frac{G \times a \times b}{e} = 2,1 \text{ MN/m}$$

Avec :

- ✓ n : le nombre des appareils d'appuis.
- ✓ G : le module de cisaillement dynamique de l'appareil.
- ✓ a×b : les dimensions en plan de l'appareil.
- ✓ e : l'épaisseur totale de l'élastomère.

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{Fût}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil appui}}}} = 25,17 \text{ MN/m}$$

Tableau IX.4 : rigidité transversale des appareils d'appuis sur culée

<i>Culées</i>	$k_{\text{Ap-d'appui}}$ (MN/m)	$n_{\text{A-Apps}}$	$K_{\text{appuis culée}}$ (MN/m)
<i>C1</i>	2,10	6	12,60
<i>C2</i>	2,10	6	12,60

Alors :

$$K_{\text{transv}} = K_{\text{appuis}} + K_{\text{appui culée}} = 201,39 \text{ MN/m}$$

IX.7.2. Calcul de la période propre de système transversale :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{53,31959}{201,39 \times 9,81}} = 1,02 \text{ s}$$

IX.7.3. Calcul des forces sismique transversale :

- **Réponse sismique transversale :**

La période du système se situe entre T2 et 3,0secs. Nous utilisons alors la troisième équation du spectre qui est :

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2,5 \times 1 \times 0,15 \times 9,81 \times 1,1 \times \left(\frac{0,4}{1,02} \right) = 1,58 \text{ m/s}^2$$

- **Effort total transversale :**

$$F_{\text{transversale}}^T = M \cdot Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 53,31959 \times 1,58 = 8,44 \text{ MN}$$

- **Déplacement transversal du tablier par rapport au sol :**

$$D_{\text{transversale}} = \left(\frac{1,02}{2 \times \pi} \right)^2 \times 1,58 = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

- **Répartition des efforts et déplacement transversale des piles et culées :**

$$F_{\text{appui, pile}} = \frac{K_{\text{appui}}}{K} \times F_{\text{transversale}}^T = 1055,1 \text{ kN}$$

$$F_{\text{appui, pile}} = \frac{K_{\text{appui}}}{K} \times F_{\text{transversale}}^T = 528,2 \text{ kN}$$

IX.8. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :

Pour déterminer les sollicitations de calcul F, dues au mouvement sismique d'ensemble et les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique qui sont combinés suivant les relations définies, ci-après :

$$\begin{cases} F1 = F_x \pm 0.3 F_y \\ F2 = F_y \pm 0.3 F_x \\ F3 = \pm 0.3 F_x \pm 0.3 F_y \end{cases}$$

Où : F_x et F_y sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X et Y

Tableau IX.5: Combinaison des composantes de l'action sismique

<i>Appui</i>	E_x(KN)	E_y(KN)	E₁(KN)	E₂(KN)	E₃(KN)
<i>C1</i>	553,22	528,16	711,7	694,12	324,41
<i>P1</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P2</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P3</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P4</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P5</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P6</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>P7</i>	993,29	1055,08	1309,81	1353,07	614,51
<i>C2</i>	553,22	528,16	711,7	694,12	324,41

Chapitre X: ETUDE DE LA PILE

X.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 fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres à savoir :

- ✓ Aquatique, terrestre ;
- ✓ Mode de construction du tablier ;
- ✓ Hauteur de la brèche à franchir ;
- ✓ Mode d'exécution des fondations.
- ✓ Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

Nous avons opté à la solution d'une pile portique qui se compose :

- ✓ D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- ✓ De trois Fûts circulaires.

X.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- ✓ La résistance mécanique ;
- ✓ Robustesse ;
- ✓ Esthétique.

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale. [7] Documents SETRA.

Les dimensions sont données à partir des documents SETRA PP73 on a trouvé :

a) Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle.

- ✓ Section de Diamètre $\Phi = 1,2 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de $H = 5,15 \text{ m}$.

b) La tête de pile « chevêtre »:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- ✓ Longueur : $L = 9,76 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de chevêtre : $H_{\text{chevêtre}} = 1.2 \text{ m}$
- ✓ La largeur du chevêtre est déterminée par la condition suivante :

$B \leq 1,25h_t$ Avec : $h_t = 1.75 \text{ m}$, qui est la hauteur du tablier. On fixe : $B_{\text{chevêtre}} = 2\text{m}$

c) Les fondations :

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges assure leurs transmission aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes.

D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels, montrent de faibles caractéristiques géomécaniques, le type de fondation qui a été adopté est de type **fondations profondes sur pieux**. [8] Document FOND 72, Fascicule 4.

✓ Caractéristiques des pieux :

Selon le document **FOND 72, Fascicule 4**, le domaine d'emploi des pieux est le suivant :

- $5\text{m} \leq L \leq 8\text{m}$: pieux préfabriqués battus.
- $8\text{m} \leq L \leq 15\text{m}$: pieux préfabriqués ou exécutés en place.
- $15\text{m} < L$: pieux exécutés en place

Pour notre ouvrage et d'après le rapport géotechnique, la longueur moyenne des pieux est de **$L = 11\text{m}$** ce qui justifie leur exécution sur place.

Le diamètre des pieux est lié à leur longueur, selon la règle suivante applicable aux pieux en béton armé :

- Pieux préfabriqués : $\Phi \geq 1/30$ de la longueur.
- Pieux exécutés en place : $\Phi \geq 1/25$ de la longueur.

Puisque nos pieux sont exécutés en place, leurs diamètres $\Phi \geq 1/25 * L = 1,20\text{m}$

Donc on prend : $\Phi = 1,20\text{m}$.

L'entraxe des pieux est généralement égal à **3Φ** , donc on obtient la distance entre axe des pieux est de **$e_x = 3,6\text{m}$** et **$e_y = 3,6\text{m}$**

✓ Les semelles :

- ✓ Longueur **$L_s = 10\text{m}$**
- ✓ La hauteur de la semelle **H_{semelles}** :

La valeur de H_{semelles} doit être telle que l'encrage des armatures des pieux dans la semelle soit correctement assuré. La hauteur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$$H_{\text{semelles}} = 1,2 \Phi = 1,44\text{m}$$

On prend $H_{\text{semelles}} = 1,6\text{m}$

- ✓ Largeur de la semelle : On prend : **$B_{\text{semelles}} = 6\text{m}$**

X.3.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES ET LES REACTIONS :

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide
- ✓ Pieux identiques.

Tableau X.1 : Evaluation des charges

<i>Désig</i>	<i>N (kN)</i>	<i>H (kN)</i>	<i>FV_{/o} (x/o) (m)</i>	<i>FH_{/o/a} (y/a,o) (m)</i>	<i>MFV_{/o} (kN.m)</i>	<i>MFH_{/o} (kN.m)</i>
<i>Semelle</i>	2400.00	/	0.00	0.80	0.00	/
<i>Fûts</i>	436.84	/	0.00	4.18	0.00	/
<i>Chevetre</i>	585.60	/	0.00	7.35	0.00	/
<i>G_{Tablier}</i>	6672.44	/	0.00	7.95	0.00	/
<i>H_{f+r}</i>	/	84.20	/	7.95	/	669.39
<i>HT</i>	/	37.89	/	7.95	/	301.22
<i>Somme</i>	10595.88	122.09	/	/	0.00	970.61

✓ **Les surcharges sur piles :**

Tableau X.2 : Evaluation des surcharges

	<i>N (kN)</i>	<i>H (kN)</i>	<i>FV_{/o} (x/o) (m)</i>	<i>FH_{/o} (y/a,o) (m)</i>	<i>MFV_{/o} (kN.m)</i>	<i>MFH_{/o} (kN.m)</i>
<i>(Al)</i>	2391.66	/	0.00	/	0.00	/
<i>(Bc)</i>	1234.83	/	0.00	/	0.00	/
<i>Mc120</i>	1356.00	/	0.00	/	0.00	/
<i>D240</i>	2096.30	/	0.00	/	0.00	/
<i>ST</i>	100.20	/	0.00	/	0.00	/
<i>Al</i>	/	57.12	/	7.95	/	454.11
<i>Bc</i>	/	150.00	/	7.95	/	1192.50

Avec

- ✓ N : effort normal
- ✓ H : effort horizontal
- ✓ $FV_{/o(x/o)}$: bras de levier des forces vertical dans le sens OX
- ✓ $FH_{/o(y/o)}$: bras de levier des forces horizontal dans le sens OY
- ✓ $MFV_{/o(x/o)}$: moment des forces vertical par rapport O
- ✓ $MFH_{/o(x/o)}$: moment des forces horizontal par rapport O

X.4.ETUDE DU CHEVETRE :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (le fût).

On considère que le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie ; cette charge est donnée par les combinaisons suivantes

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35G + 1,35D ₂₄₀	G + D ₂₄₀

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel ROBOT 2020

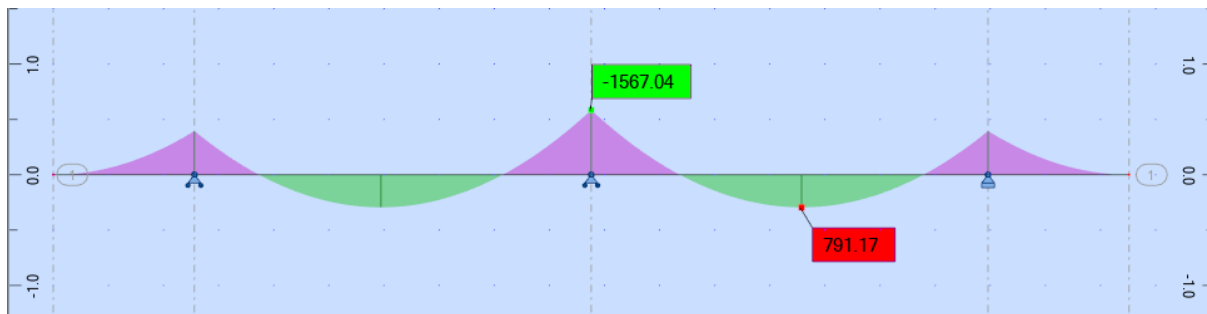


FIGURE X.1: les valeurs des moments a ELU

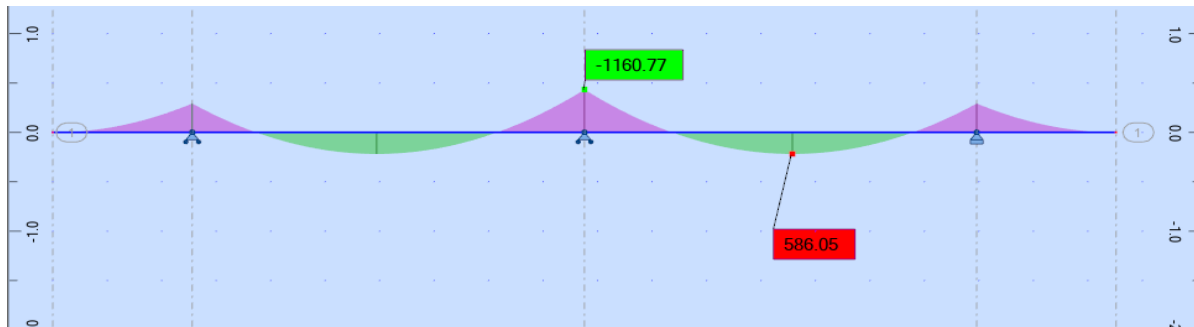


FIGURE X.2: les valeurs des moments a ELS

Les moments flexion max sont les suivants :

E.L.U :	$M_{inf} = 0,79117 \text{ MN}\cdot\text{m}$	$[1,35(G+D_{240})]$
	$M_{sup} = 1,56704 \text{ MN}\cdot\text{m}$	$[1,35(G+D_{240})]$
E.L.S :	$M_{inf} = 0,58605 \text{ MN}\cdot\text{m}$	$[G+D_{240}]$
	$M_{sup} = 1,16077 \text{ MN}\cdot\text{m}$	$[G+D_{240}]$

X.4.1.Ferraillage du chevêtre :

X.4.1.1.Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage du chevêtre à l'ELU se fait par organigramme dans annexe avec les hypothèses suivantes:

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple et section rectangulaire
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton. $f_{c28} = 27\text{Mpa}$
- ✓ Acier $f_e = 500\text{Mpa}$
- ✓ $b = 2\text{ m}$; $H = 1,2\text{ m}$

➤ **Pour le fibre inferieur a ELU (en utilise organigramme BAEL dans annexe):**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_u = 22,06\text{ cm}^2$

➤ **Pour le fibre inferieur à ELS (la même chose comme ELU)**

Les résultats obtenus par les Organigrammes est : $A_{ser} = 28,37\text{ cm}^2$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,22 * 2 * 1,08) / 500 = 22,06\text{cm}^2$$

➤ Section des armatures :

$$A_s = \max(A_u ; A_{ser} , A_{s,min}) = \max(22,06; 28,37 ; 22,06)$$

$$\text{Donc } A_s = 28,37\text{ cm}^2$$

Alors on adapte **12HA20** a fibre inferieur ($A_s = 37,7\text{cm}^2$) avec $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Pour le fibre supérieur a ELU (en utilise organigramme BAEL dans annexe):**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_u = 22,06\text{ cm}^2$

➤ **Pour la fibre supérieure à ELS (la même chose comme ELU)**

Le résultat obtenu par les Organigrammes est : $A_{ser} = 57\text{ cm}^2$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 0,23 * 1000 * (2,22 * 2 * 1,08) / 500 = 22,06\text{cm}^2$$

➤ Section des armatures :

$$A_s = \max(A_u ; A_{ser} , A_{s,min}) = \max(22,06; 57 ; 22,06)$$

$$\text{Donc } A_s = 57\text{ cm}^2$$

Alors on adapte **12HA25** a fibre supérieur ($A_s = 58,90\text{ cm}^2$) avec $S_t = 15\text{ cm}$

➤ **Finalement on adopte**

Sur fibre supérieur : $A_s = 58,9 \text{ cm}^2$; Soit **12HA25**

Sur fibre inférieur : $A_s = 37,7 \text{ cm}^2$; Soit **12HA20**

X.4.1.2. Calcul des armatures transversal :

➤ **Contrainte tangentielle :**

On définit réglementairement la contrainte conventionnelle de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

Avec T_u est la valeur maximale à l'ELU de l'effort tranchant.

➤ **Conditions imposées à l'ELU :**

✓ **Etat limite ultime du béton de l'âme :**

Pour des cadres, étriers et épingles verticaux (armatures transversales verticales), la contrainte conventionnelle de cisaillement τ_u doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] \quad (\text{pour fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{2,4}{1,2 * 2} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 * 27}{1,5}; 4\text{MPa} \right]$$

$$1 \leq 2,7 \quad \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

Donc les armatures droites sont suffisantes $\alpha = 90^\circ$ (Les armatures droites sont suffisantes).

➤ **Espacement maximal et section minimale d'armatures d'âme (Condition de non fragilité) :**

Soit S_t l'espacement des cours successifs d'armatures transversales, Φ_t le diamètre de ces mêmes armatures transversales et enfin A_t la section d'un cours d'armatures transversales, on doit vérifier

$$\checkmark \quad \Phi_t \leq \min \left[\frac{h}{3}; \Phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\checkmark \quad S_{t1} = \frac{0,9 * A_t * f_e * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}{b * \gamma_s * (\tau_u - (0,3k * f_t))}$$

$$\checkmark \quad S_{t2} = \min (0,9d, 40)$$

$$\checkmark \quad S_{t3} = \frac{A_t * f_e}{0,4 * b}$$

$$\checkmark \quad S_{t0} \leq \min [S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}]$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right] \quad \text{CNF}$$

Avec Le coefficient K à pour valeur :

- ✓ K = 0 : si la fissuration est très préjudiciable ou s'il y'a reprise de bétonnage
- ✓ K = 1 : dans le cas général.

Dans le cas général et si on utilise des cadres droits $\rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

Application numérique

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{90}{3} ; 1,6 ; \frac{b_0}{10} \right] = [30 ; 1,6 ; 3] = 16 \text{ mm donc on prendre } \Phi_t = 16 \text{ mm}$$

$$S_{t1} = \frac{12 \times 1,13 \times 500 \times 0,9}{200 \times 1,15 \times (1 - (0,3 \times 2,22))} = 79,43 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \min (0,9 * 108; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{12 \times 113 \times 500}{0,4 \times 200} = 84,75 \text{ cm}$$

$$S_{t0} \leq \min [79,43 ; 40 ; 84,75] \Rightarrow S_{t0} = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{12 * 113 * 500}{2000 * 150} \geq \max \left[\frac{2,4}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow 1,5 \geq \max [1,2 ; 0,4 \text{ MPa}]$$

$$2,26 \geq 1,2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On adapte **HA12** a espacement **15 cm**

X.4.2. Etude de torsion du chevêtre

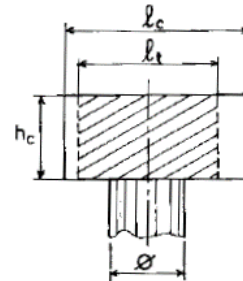
La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limité par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = \Phi + H_c \text{ si } L_c > \Phi + H_c$$

- $H_c = 1,2 \text{ m}$
- $\Phi_{Futs} = 1,2 \text{ m}$
- $L_{chev} = 2 \text{ m}$
- $L_t = 2 \text{ m}$



La contrainte tangente de torsion donnée par $\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_0}$

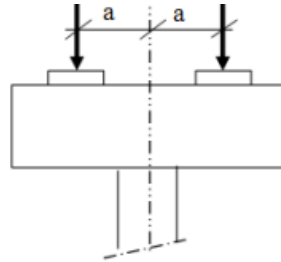
Avec :

- ✓ b_0 : l'épaisseur de paroi de la section creuse
- ✓ C : moment de torsion maximal
- ✓ Ω : l'aire de torsion $\Omega = (H_c - b_0)(L_t - b_0)$
- ✓ $b_0 = 0.20$ m
- ✓ $\Omega = 1.80$ m²
- ✓ $P = 6.00$ m

a. Moment de torsion :

$$C = P_{\text{Surcharge}} * e$$

- ✓ $e = 0.55$ m
- ✓ $P_{\text{Sur}} = 179.11$ KN/ml
- ✓ $C = 98.51$ KN.m/ml



b. Justification du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u^2 (V_u) + \tau_u^2 (C) < \overline{\tau_u^2} = (2,7)^2 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u (V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ;

$\tau_u (C)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_u (V_u) = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u (C) = 0,09851 \text{ MPa}$$

Donc :

$$1 + 0,0097 < 7,29 \quad \text{condition vérifier}$$

X.5.ETUDE DE LA PILE:

X.5.1.Introduction :

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,5m de diamètre, encastree à la base et articulée à la partie supérieure. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût. L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

Hauteur de fût : 5,15 m ; Diamètre de fût : 1.2 m ; Nombre du fût n= 3 fûts

On aura aussi besoin de faire un calcul sismique pour aboutir aux combinaisons a l'ELA.

X.5.2. Etude Sismique de la pile :

Evaluation des charges sismiques :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 33000 \text{ MPa}$$

$$h = 5.15 \text{ m}$$

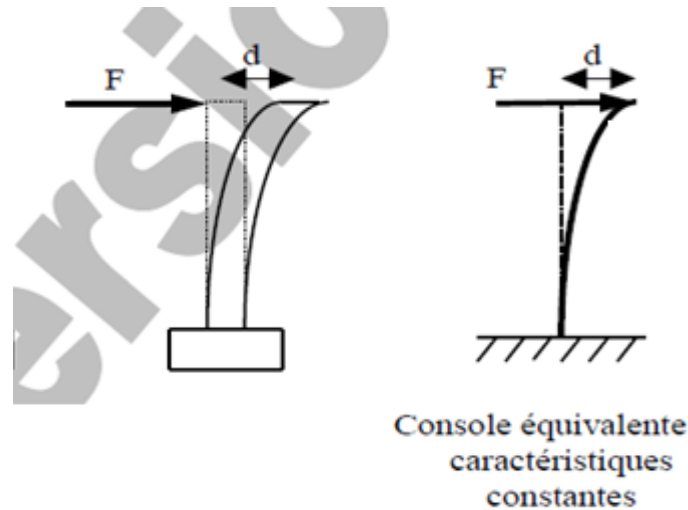


FIGURE X.4 : Schéma Statique Du Fût

- L'effort normale du au chevêtre + fût on la retrouve depuis **Tableau X.1** :

$$N (\text{fût} + \text{chevêtre}) = \mathbf{1022,44 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc l'aire } A = \frac{N}{\rho h} = \frac{1022,44}{25 \cdot 5,15} = \mathbf{7,94 \text{ m}^2}$$

- L'inertie longitudinale des 3futs vaut alors :

$$I_{\text{long}} = 3((\pi D^4) / 64) = 3(\pi \cdot 1.2^4) / 64 = \mathbf{0.305 \text{ m}^4}$$

$$I_{\text{long}} = \mathbf{0.305 \text{ m}^4}$$

- L'inertie transversale des 3futs depuis l'Autocad :

$$I_{\text{tran}} = \mathbf{29.63 \text{ m}^4}$$

On applique la formule suivante pour trouver les périodes Long/Trans :

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

Avec :

- ✓ ρ : masse volumique du béton
- ✓ L : la hauteur de fut
- ✓ E : module de Yong de béton
- ✓ I : moment d'inertie

On trouve alors :

$$T_{\text{Long}} = 0,066 \text{ s} \quad T_{\text{tran}} = 0,007 \text{ s}$$

X.5.2.1. Détermination des actions longitudinales :

Classification de l'ouvrage : Groupe 1 (ouvrage très important)

Zone sismique de: classée (zone I) El-Bayadh d'après **chapitre IX**

$$A = 0.15g$$

$$S = 1.10$$

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s}$$

Afin de trouver l'accélération sismique on cherche l'équation à utiliser comme suit :

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} A. g. S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S & T_2 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left(\frac{3. T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

X.5.2.2. Composantes horizontales :

On a $T_{\text{long}} = 0,066 < T_1$ et $T_{\text{tran}} = 0,007 < T_1$

Donc on calcul avec cette formule :

$$A. g. S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right)$$

➤ **Transversalement :**

$$S_{a\text{Trans}} = \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) = 1 * 0.15 \left(1 + \frac{0.007}{0.15} ((2.5 * 1) - 1) \right) = 1.73 \text{ m/s}^2$$

Longitudinalement :

$$S_{a\text{Long}} = \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) = 1 * 0.15 \left(1 + \frac{0.066}{0.15} ((2.5 * 1) - 1) \right) = 2.69 \text{ m/s}^2$$

$$S_{a\text{Trans}} = 1.73 \text{ m/s}^2 \quad S_{a\text{Long}} = 2.69 \text{ m/s}^2$$

X.5.3.Effort à la Base de la Pile :

➤ **Evaluations des actions Sismiques :**

Tableau X.3 : Des Actions Sismiques

	$N (MN)$	$V_L (MN)$	$V_T (MN)$	$Y_{/FV(x/o)}$ (m)	$Y_{/FH(y/o)}$ (m)	$M_{FV/o}$ (MN.m)	$M_{FHL/o}$ (MN.m)	$M_{FHT/o}$ (MN.m)
<i>Pile</i>	0.00	0.28	0.18	0.00	4.18	0.00	1.1	0.74
<i>Sismique tablier</i>	0.00	0.99	1.06	0.00	6.75	0.00	6.70	7.12

Avec :

- ✓ N : effort normal
- ✓ V_L : effort longitudinal
- ✓ V_T : effort transversal
- ✓ $Y_{/FV(x/o)}$: bras de levier des forces vertical dans le sens OX
- ✓ $Y_{/FH(y/o)}$: bras de levier des forces horizontal dans le sens OY
- ✓ $M_{FV/o(x/o)}$: moment des forces vertical par rapport O
- ✓ $M_{FH/o(x/o)}$: moment des forces horizontal par rapport O

➤ **Combinaisons des directions**

$$\begin{cases} E_1 = E_L \pm 0,3(E_T + E_V) \\ E_2 = E_T \pm 0,3(E_L + E_V) \\ E_3 = E_V \pm 0,3(E_L + E_T) \end{cases}$$

Tableau X.4 : combinaisons des actions

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
$V_L (MN)$	1.09	0.00	0.00	1.09	0.33	0.33
$V_T (MN)$	0.00	1.13	0.00	0.34	1.13	0.34
$M_L (MN.m)$	6.81	0.00	0.00	6.81	2.04	2.04
$M_T (MN.m)$	0.00	7.17	0.00	2.15	7.17	2.15
$N (MN)$	0.00	0.00	0.11	0.03	0.03	0.11

X.5.4.Efforts provenant du Tablier :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue :

- La vérification des structures : $G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$
- La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : $G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$

Avec :

- ✓ G : valeur nominale des charges permanentes,
- ✓ P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),

- ✓ E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.
- ✓ E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,
- ✓ Q : actions variables des charges d'exploitation,
- ✓ ΔT désigne les variations de température,
- ✓ D les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).
- ✓ Ψ : coefficient de combinaison,

Avec $\Psi = 0$ pour les ouvrages routiers non urbains,

Tableau X.5 : Efforts provenant du Tablier

	<i>N (kN)</i>	<i>H (kN)</i>	<i>Y/FV(x/o)</i> (m)	<i>Y/FH (y/o)</i> (m)	<i>M_{FV/o}</i> (MN.m)	<i>M_{FHL/o}</i> (MN.m)
G Tablier	6672.44	/	/	/	/	/
H(f+r)	/	84.1995	/	5.15	/	433.627
HT*	/	37.8898	/	5.15	/	195.132

$$N=G_{\text{tablier}}$$

$$V=(H_{f+r})+0.4H_T$$

$$M=MH_{f+r}+0.4MH_T$$

Tableau X.6 : Les Réaction Du Au Tablier

	<i>R_{max}</i>	<i>R_{min}</i>
<i>N (MN)</i>	6.67	6.67
<i>V (MN)</i>	0.10	0.10
<i>M_L(MN)</i>	0.51	0.51

X.5.5.Efforts provenant de la pile :

$$NP_{\text{pile}}=N_{\text{Futs}}+N_{\text{chevetre}}=(585,60+436,84)/1000=1,022\text{MN}$$

$$NP_{\text{pile}}= 1,022 \text{ MN}$$

NP_p : effort normal de la pile

➤ Combinaisons d'action au pied de la pile a L'ELA :

Les combinaisons suivent :

1. $E_1 + R_{\text{max}} + NP_p$
2. $E_2 + R_{\text{max}} + NP_p$
3. $E_3 + R_{\text{max}} + NP_p$
4. $-E_1 + R_{\text{min}} + NP_p$ (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
5. $-E_2 + R_{\text{min}} + NP_p$ (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
6. $-E_3 + R_{\text{min}} + NP_p$ (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Tableau X.7: Les Combinaisons d'action au pied de la pile

Combinaisons	1	2	3	4	5	6
$V_L (MN)$	1.13	0.41	0.41	0.93	0.21	0.21
$V_T(MN)$	0.32	1.07	0.32	0.32	1.07	0.32
$M_L(MN.m)$	5.68	2.06	2.15	4.65	1.04	1.12
$M_T(MN.m)$	1.64	5.45	1.64	1.64	5.45	1.64
$N (MN)$	7.69	7.69	7.69	7.69	7.69	7.69

Les valeurs maximales seront donc :

Tableau X.8 : Les Combinaisons d'action max et par fut

	MAX	MAX par fut
$V_L (MN)$	1.13	0.38
$V_T(MN)$	1.07	0.36
M_L	5.68	1.89
M_T	5.45	1.82
$N (MN)$	7.69	2.56

➤ **Sollicitations les plus défavorables par un fut à l'ELA**

$$M_{\max} = 1817.56 \text{ kN.m/fut} \quad N_{\text{cor}} = 2564.96 \text{ kN./fut}$$

$$T_{\max} = 376.71 \text{ kN/fut}$$

Avec: N_{con} : effort normal correspondant

➤ **Sollicitations les plus défavorables par un fut à l'ELS (voir annexe pour les combinaison) :**

$$M_{\max} = 752.43 \text{ kN.m/fut} \quad N_{\text{cor}} = 9276.88 \text{ kN/fut}$$

$$T_{\max} = 95.64 \text{ kN/fut}$$

➤ **Sollicitations les plus défavorables par un fut a l'ELU (voir annexe pour les combinaison) :**

$$M_{\max} = 820.78 \text{ kN.m/fut} \quad N_{\text{cor}} = 12524.13 \text{ kN/fut}$$

$$T_{\max} = 129.26 \text{ kN./fut}$$

X.5.6.Stabilité du fût au flambement :

On doit vitrifiée :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,707l_0 = 6,35 \times 0,707 = 4,489$$

$$i = \sqrt{\frac{l}{B}} = \frac{\Phi}{4} = 0,3$$

$$\lambda = \frac{5,15}{0,3} = 12,13$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

D'où $\lambda < \bar{\lambda}$ condition vérifier

X.5.7.Ferraillage du fut :

Section d'acier du fut fait par Robot Expert

X.5.7.1.Longitudinalement :

Le pourcentage géométrique P_g global est compris dans les limites $0,5 \% \leq P_g \leq 3 \%$, par ailleurs le pourcentage géométrique P_g , des armatures disposées sur une zone tendue (hors zone de recouvrement) est compris dans les limites suivantes :

$0,15 \% \leq P_g \leq 1,5 \%$ en zones I et IIa ;

$0,25 \% \leq P_g \leq 1,5\%$ en zones IIb et III.

$$\text{Donc } 0,15 * \pi * 60^2 \leq A_s \leq 1,5 * \pi * 60^2 \Rightarrow 16,95 \leq A_s \leq 165,5$$

Sections d'Acier: Section théorique $A_s = 29,2 \text{ (cm}^2\text{)}$ et $A_{s, \text{ sismique}} 113,1 \text{ cm}^2$ on adapte **24HA25** ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$) et **e = 15 cm**

X.5.7.2.Transversalement :

➤ Armatures de cisaillement

Des Cintres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement tu égal à 0,4 MPa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm, de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux.

On a :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	129.26	12524.13
2.	ELA	376.71	2564.96

➤ Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{ lim}} = 2.7 \text{ (MPa)}$

Donc la condition est vérifiée

➤ Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section A_t 4.0 (cm²)

Cintre : Φ 12

Espacement : $S_t = 15.0$ (cm)

X.6.ETUDE DE LA SEMELLE (méthode des bielles) :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

X.6.1.Calcul des efforts repris par chaque pieu :

R_{max} et R_{min} sont respectivement donnés par les formules suivantes :

$$R_{min} = (N/n) - \{My_i / \Sigma y_i^2\}$$

$$R_{max} = (N/n) + \{My_i / \Sigma y_i^2\}$$

Nombre pieux= 6 nombre files= 2

$y_1 = 1.8$ nombre de pieux par file1= 3

$y_2 = -1.8$ nombre de pieux par file2= 3

Les valeurs de R_{MAX} et de R_{MIN} pour les différentes combinaisons sont données dans le tableau qui suit :

➤ **Combinaison a L'ELU** (voir annexe pour les combinaison) :

Tableau X.9 : Les Réaction à L'ELU

	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	$R_{max}(kN)$	$R_{min}(kN)$
<i>1,35G</i>	2162.57	2380.12
<i>1.35G+1.6A_l+1.6S_t+0.9T</i>	2550.25	2902.35
<i>1.35G+1.6B_c+1.6S_t+0.9T</i>	2341.91	2912.8
<i>1.35G+1.35M_{c120}+0.9T</i>	2634.24	2851.79
<i>1.35G+1.35D₂₄₀+0.9T</i>	2185.12	2402.67

➤ **Combinaison a L'ELS** (voir annexe pour les combinaison) :

Tableau X.10 : Les Réaction à L'ELS

	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	$R_{max}(kN)$	$R_{min}(kN)$
<i>G+0.6T</i>	1603.76	1761.19
<i>G+1.2A_l+St+0.6T</i>	2048.34	2306.68
<i>G+1.2B_c+St+0.6T</i>	1684.47	2207.82
<i>G+Mc120+0.6T</i>	1829.76	1987.19
<i>G+D240+0.6T</i>	1953.15	2110.58

- Combinaison a L'ELA

Tableau X.11 : Les Réaction à L'ELA

	$R_{max}(MN)$	$R_{min}(MN)$
1	2.00	0.61
2	1.56	1.05
3	1.58	1.06
4	1.86	0.73
5	1.42	1.17
6	1.42	1.15

X.6.2.Calcul du ferrailage :

X.6.2.1.Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} h = (H - 0.1) \geq \frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4} \\ \alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}}\right) \geq 45^\circ \end{cases} \rightarrow \text{donc : } \begin{cases} h = 1.5m \geq 1.5m \text{ vérifié} \\ \alpha = 45^\circ \geq 45^\circ \text{ vérifié} \end{cases}$$

La méthode de bielle nous permet de trouver la section A_s par la formule:

$$A_s = \frac{N_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}\right)}{\bar{\sigma}_s h}$$

Avec :

- ✓ N_1 : l'effort normal max de l'ELS
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: $2/3f_e$ pour ELS ; f_e pour ELA

➤ **Calcul ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 2 * \frac{500}{3} = 333,33MPa$$

$$N_1 = \max(R_{min,ELS}, R_{max,ELS}) = 2,307MN$$

$$A_s = \frac{2,307}{333,33} \frac{(5-0,3)}{1,5} = 69,2cm^2$$

Donc :

$$A_{s,ELS} = 69.2cm^2/ml$$

➤ **Calcul ELA :**

$$\bar{\sigma}_s = 500MPa$$

$$N_1 = \max(R_{min,ELA}, R_{max,ELA}) = 2,00MN$$

$$A_s = \frac{2,21}{500} \frac{(5-0,3)}{1,5} = 39,97cm^2$$

Donc :

$$A_{s,ELA} = 39,97cm^2/ml$$

X.6.2.2. Armature minimale :

Armatures de flexion

- armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
 - ✓ $0,15 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones I et IIa ;
 - ✓ $0,25 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones IIb et III.
- Armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de $0,10 \%$.

Donc notre ouvrage est zone I

$$\text{Alors } A_{S,\min} = 0,15\% * \text{Aire}$$

$$A_{S,\min} = 0,0015 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,0015 * 1,6 * 1 * 10000 = 24\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,\min} = \mathbf{24\text{cm}^2/\text{ml}}$$

Donc l'armature retenue:

$$A_{S,\text{inf},T} = \max(A_S, ELA, A_{S,\min}, A_{S,ELS}) = 69,2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L)

telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,8\text{m}$

$$A_{S,\text{bande}} = A_{S,\text{inf},T} * (h_{\text{semelle}} + \Phi_{\text{pieux}}) = \mathbf{193.76\text{cm}^2/\text{bande}}$$

Soit **2*13HA32** avec $A_S = \mathbf{209,10\text{cm}^2/\text{ml}}$ et $e = \mathbf{20\text{cm}}$

X.6.2.3. Armatures transversales supérieures :

$$A_{S,\text{sup},T} = A_{S,\text{inf},T} / 3 = 69,2/3$$

$$A_S = \mathbf{23,07\text{cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\min} = 0,1\% * \text{Aire}$$

$$A_{S,\min} = 0,001 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,001 * 1,6 * 1 * 10000 = 16\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,\min} = \mathbf{16\text{cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\text{sup},T} = \max(A_S, A_{S,\min}) = 23,07\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **13HA16** avec $A_S = \mathbf{26,14\text{cm}^2/\text{ml}}$ donc $e = \mathbf{20\text{cm}}$

X.6.2.4. Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{S,\text{inf},L} = A_{S,\text{inf},T} / 2 = 69,2/2$$

$$A_S = \mathbf{34,6\text{cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\min} = 0,15\% * \text{Aire}$$

$$A_{S,\min} = 0,0015 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,0015 * 1,6 * 1 * 10000 = 24\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,\min} = \mathbf{24\text{cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\text{inf},L} = \max(A_S, A_{S,\min}) = 33,12\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA32** avec $A_S = \mathbf{40,21\text{cm}^2/\text{ml}}$ donc $e = \mathbf{25\text{cm}}$

X.6.2.5. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{S, \text{sup}, L} = A_{S, \text{inf}, T} / 4 = 69,2 / 4$$

$$A_s = 17,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \text{min}} = 0,1\% \cdot A_{\text{aire}}$$

$$A_{S, \text{min}} = 0,001 \cdot H \cdot 1 \text{ ml} \cdot 10000 = 0,001 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 10000 = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s, \text{min}} = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \text{sup}, L} = \max(A_s, A_{s, \text{min}}) = 17,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA25** avec $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc $e = 25 \text{ cm}$

X.6.2.6. Cadres de construction :

On prévoit des cadres de construction verticaux et horizontaux dont la section est donnée par :

$$\checkmark A_{tv} = 0,006 \cdot h \cdot \frac{t_v}{2}$$

$$\checkmark A_{th} = 0,004 \cdot h \cdot \frac{t_h}{2}$$

Avec :

- t_v : Espacement des cadres verticaux ; $t_v = 20 \text{ cm}$
- t_h : Espacement des cadres horizontaux. $t_h = 16 \text{ cm}$

D'où :

$$A_{th} = 0,006 \cdot 1,6 \cdot 0,16 / 2 \cdot 10000$$

$$A_{th} = 7,68 \text{ cm}^2 \text{ soit 3 cadres HA14 (9,23 cm}^2\text{)}.$$

$$A_{vh} = 0,004 \cdot 1,6 \cdot 0,2 / 2 \cdot 10000$$

$$A_{vh} = 6,40 \text{ cm}^2 \text{ soit 3 cadres HA12 (6,79 cm}^2\text{)}.$$

X.6.2.7. Armatures latérales :

$$A_{S, L} = A_{S, \text{inf}, T} / 10 = 66,23 / 10 = 6,623 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc $e = 25 \text{ cm}$

X.7. ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX :

X.7.1. La méthode de Warner :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4ème degré :

$$EI \frac{d^4 \gamma}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

- ✓ d : Diamètre des pieux ;
- ✓ E : Module de réaction du sol ;
- ✓ γ : Déplacement en tête des pieux.

Chapitre X: ETUDE DE LA PILE

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u}{4EI}}$$

- ✓ λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;
- ✓ $b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,2\text{m}$
- ✓ $C_U = 3,5\text{kg/cm}^3$
- ✓ $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c,28}} = 33000\text{MPa}$
- ✓ $I_{\text{Pieux}} = 0,101\text{m}^4$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3,5}{4 \times 33000 \times 0,101}} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

D'où :

$$\lambda * L = 2,606$$

On a le tableau de Coefficient $\chi_{\theta p}$ et $\chi_{\theta m}$

$\lambda * L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta m}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation on trouve :

$$\chi_{\theta p} = 1,23$$

$$\chi_{\theta m} = 1,54$$

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu

\bar{M} : Moment en tête du pieu

➤ **Sollicitations les plus défavorables :**

ELS	H_{max}	47.82 KN
ELU	H_{max}	64.63 KN

Donc :

$$\bar{M}_{ELS} = -\frac{\chi_{\theta P} \bar{P}_{ELS}}{\chi_{\theta m} \lambda} = -162.4 \text{ kN.m}$$

$$\bar{M}_{ELU} = -\frac{\chi_{\theta P} \bar{P}_{ELU}}{\chi_{\theta m} \lambda} = -219.43 \text{ kN.m}$$

X.7.2. Ferrailage des pieux :

On a les sollicitations suivantes

ELA :

M =	-674.06	KN.m
H =	198.53	kN
N _{cor} =	613.35	KN

ELS :

M =	-162.37	KN.m
H =	47.82	KN
N _{cor} =	1684.47	KN

ELU :

M =	-219.43	KN.m
H =	64.63	KN
N _{cor} =	2185.12	KN

$$M_{ELS} = -162.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU} = -219.43 \text{ KN.m}$$

Les résultats de robot expert nous donnent :

➤ **Résultats:**

Sections d'Acier: Section théorique $A_s = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ et $A_{s, \text{ sismique}} = 113.1 \text{ cm}^2$ on adapte **15HA32** ($A_s = 120,64 \text{ cm}^2$) et **e = 25 cm**

➤ **Efforts tranchants appliqués :**

➤ **Résultats :**

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{ lim}} = 2.7 \text{ (MPa)}$

➤ **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Cerces **HA14** e= 15 cm en tête des pieux et en base **HA14** e=10 cm sur une longueur de 2.4 m

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls

X.8.CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile en premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre du tablier, tous les systèmes de charge...etc.) et enfin, on a procédé au calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.)

Chapitre XI: ETUDE DE LA CULEE

XI.1.INTRODUCTION :

Les culées du pont sont les parties situées au niveau des rives de l'ouvrage (début et fin de l'ouvrage), destinées à supporter le poids du tablier, donc La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage vu que cette dernière assure le raccordement et l'appui de l'ouvrage au terrain naturel et assure en même temps la continuité entre la section courante (section autoroutière) et la section ouvrage d'art.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- ✓ La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage ;
- ✓ Les problèmes d'implantation au sol, et le biais ;
- ✓ Le type du tablier à supporter ;
- ✓ Le niveau de fondation ;

XI.2.CHOIX DE LA MORPHOLOGIE :

Les deux (2) culées du pont sont de type remblayées, elles sont composées de l'ensemble des éléments suivants :

- **Un mur frontal** : qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour** : son rôle est d'assurer le soutènement du remblai d'accès
- **Un mur garde grève** : il doit remplir les tâches suivantes :
 - ✓ Résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
 - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée, quel que soit le type de joint utilisé.
- **Un corbeau arrière** : pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** : elle est destinée à diminuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.
- **Une fondation** : pour notre cas la culée est reposée sur une fondation profonde (8 pieux de diamètre de 1,20 m) de 15 m de profondeur

XI.3.DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XI.3.1.Le mur garde grève :

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

$$H = 2,02$$

$$e = \max(0,3 ; h/8) \text{ selon SETRA}$$

Avec :

h: hauteur de mur garde grève.

$$e = \max(0,3 ; 2,02/8) = 0,3 \text{ m}$$

➤ **Pour la longueur du mur garde grève :** Elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 5*1,62+0.83*2 = \mathbf{9,76 \text{ m}}$$

XI.3.2.Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition. L'épaisseur courante du corbeau est de 0,3 m, sa hauteur de 0.71 m, et sa longueur aura une longueur de 8,76 m pour augmenter sa résistance.

XI.3.3.Le mur frontal :

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0.8 à 1.5 m selon la hauteur. Sa hauteur est une donnée imposée par les caractéristiques du terrain naturel.

- Hauteur = 5,91 m
- Épaisseur = 1,5 m
- Longueur = 9,76 m

XI.3.4.Le mur en retour :

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

$$\text{Épaisseur} = 0,6 \text{ m}$$

XI.3.5.La dalle de transition :

- Longueur = 8,66 m
- Largeur = 4,03 m.
- Épaisseur = 0,3 m

XI.3.6.La semelle :

- Largeur = 6 m.
- Longueur = 11 m
- Hauteur = 1,6 m

XI.4.CHARGES APPLIQUEES SUR LA CULEE

La culée est soumise aux charges suivant les trois directions à savoir :

- La résultante de la distribution des charges horizontales ;
- Les charges verticales induites par la superstructure ;
- Les charges transversales ;
- La poussée des remblais derrière la culée ;
- L'action dynamique due aux remblais derrière la culée.

XI.4.1.Vérification de la stabilité de la culée

La culée est un élément sensible de la conception, qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

➤ Les sollicitations verticales

- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Poids des éléments constitutifs.
- ✓ Les surcharges.

➤ Les sollicitations horizontales :

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge $Q = 1t/m^2$ (d'après le fascicule 61. Titre 2)

XI.4.2.Evaluation des efforts :

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à deux axes (XX') et (YY'), et en négligeant les efforts agissants dans un sens perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

Pour l'évaluation des efforts des éléments à géométrie complexe Tq (Mur en Retour, corbeau ...) et même les efforts du a la poussée, on cherche la surface d'abord en utilisant les dimensions prévues dans le tableau récapitulatif et à l'aide de l'Autocad on peut facilement trouver les surfaces et les hauteurs comme suit :

Tableau XI.1 : les surfaces et centre de graviter

<i>DDT</i>	1.17	s(m ²)
<i>Mur en R</i>	23.25	s(m ²)
<i>Corbeau</i>	0.15	s(m ²)
<i>MGG</i>	0.61	s(m ²)
<i>Poids des Terres Amou</i>	15.06	s(m ²)
<i>Poussée des Terres</i>	9.53	H _G (m)
<i>Poussée Surcharge 10kN/m²</i>	3.985	H _G (m)

On cherche à calculer les moments stabilisants et les moments renversants. Pour cela on aura besoin de trouver les bras d'application des forces. On fixe pour cet raison le système d'axe au milieu bas de la semelle et avec Autocad, puis on aboutit au résultent résumés dans l'annexe

➤ **Calcul des efforts dus au tablier :**

- **l'ELS**

Tableau XI.2 : les efforts dus au tablier ont L'ELS

	<i>N (KN)</i>	<i>H (KN)</i>	<i>M_H (KN.m)</i>	<i>M_v (KN.m)</i>	<i>M (KN.m)</i>
<i>G+0.6T</i>	13705.85	3074.05	-8910.70	8077.99	-832.72
<i>G+0.6T+1.2Q</i>	13822.97	3247.64	-9256.58	8273.19	-983.39
<i>G+0.6T+1.2A(l)+ST</i>	15190.94	3142.60	-8395.93	8077.99	-317.95
<i>G+0.6T+1.2Bc+ST</i>	15094.87	3254.05	-7558.90	8077.99	519.08
<i>G+0.6T+Mc120</i>	14796.12	3074.05	-8910.70	8077.99	-832.72
<i>G+0.6T+D240</i>	15453.99	3074.05	-8910.70	8077.99	-832.72

- **l'ELU**

Tableau XI.3 : les efforts dus au tablier ont L'ELU

	<i>N (KN)</i>	<i>H (KN)</i>	<i>M_H (KN.m)</i>	<i>M_v (KN.m)</i>	<i>M (KN.m)</i>
<i>1.35G+0.9T</i>	18502.89	4153.38	-11614.74	10905.28	-709.45
<i>1.35G+0.9T+1.6Q</i>	18659.05	4384.83	-12075.90	11100.48	-975.42
<i>1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)</i>	20496.38	4244.77	-10928.37	10905.28	-23.09
<i>1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)</i>	20368.29	4393.38	-9812.34	10905.28	1092.95
<i>1.35G+0.9T+1.35Mc120</i>	19974.77	4153.38	-11614.74	10905.28	-709.45
<i>1.35G+0.9T+1.35D240</i>	20862.89	4153.38	-11614.74	10905.28	-709.45

On aura aussi besoin de faire un calcul sismique pour aboutir aux combinaisons a l'ELA.

XI.4.3. Etude Sismique de la culée :

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique. Il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2(\alpha)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\beta + \alpha)}} \right]^{-2} \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$$

- ✓ $\phi = 30^\circ$, angle de frottement,
- ✓ $\alpha = 0^\circ$, angle des talus
- ✓ $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,
- ✓ $\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\phi$). Le compactage du remblai se fait par couche, et la semelle repose sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit à $\delta = 0^\circ$.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques (K_h, K_v)

$$K_h = A(\%g) \text{ et } K_v = 0.3 \times K_h$$

- K_h : Coefficient sismique horizontal
- K_v : Coefficient sismique vertical.

Après simplification l'équation devient :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \theta)}{\cos(\theta)}} \right]^{-2}$$

Tableau XI.4 : Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles

Action	K_h	K_v	θ	K_{ad}
$S_h + S_v$	0.15	0.05	8.17	0.43
$S_h - S_v$	0.15	-0.05	8.93	0.44

XI.4.3.1. Evaluation des charges Sismique

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

Chapitre XI: ETUDE DE LA CULEE

- ✓ 1^{ème} cas : cas de séisme « horizontal ; 1+k_v »
- ✓ 2^{ème} cas : cas de séisme « horizontal ; 1-k_v »
- ✓ 3^{ème} cas : cas de séisme « vertical »

Et les réactions totales calculer par combinaison G+ ψQ+0.4T

Tableau XI.5 : Evaluation des charges sismiques

Désignation	N=N* K _v (KN)	H=H* K _h (KN)	Y _{FV} (x/o)	Y _{FH} (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	118.80	396.00	0.00	0.80	0.00	316.80
Mur F	194.68	648.92	0.26	4.55	50.62	2952.58
DDT	11.40	38.00	1.15	7.52	13.11	285.73
Mur en R	26.16	87.19	2.96	5.09	77.42	443.78
Corbeau	1.48	4.93	1.14	8.31	1.69	40.95
MGG	6.70	22.33	0.87	5.86	5.83	130.83
Poids des Terres Amou	106.86	356.20	2.01	5.42	214.79	1930.60
Total Poids propre	466.07	1553.55			363.45	6101.27

Avec ψ=0 par ce que le pont no urbaine

Tableau XI.6 : Les réactions sur culée

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
Total R_{max}	13693.25	99.36	7330.44
Total R_{min}	13693.25	99.36	7330.44

Selon l'RPOA les charges sismiques due à la poussée dynamique :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Avec : H = 9,53 m

Tableau XI.7 : Les charges sismiques due à la poussée dynamique

Désignation	N (KN)	H (KN)	Y _{FV} (x/o)	Y _{FH} (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
F_{ad} (1+k_v)	/	4021.72	/	3.177	/	12775.68
F_{ad} (1-k_v)	/	3764.25	/	3.177	/	11957.77

Alors il nous reste de faire les calculs sur les 3 cas défavorables prenons en compte les charges sismiques et les charges permanentes :

Tableau XI.8 : Effort sismique totale

	Nc (kN)	Vc(kN)	Mc(KN.m)
CAS 1 (1+kv)	0.00	5575.28	18876.95
CAS 2 (1-kv)	0.00	5317.80	18059.04
CAS 3 verticale	466.07	0.00	363.45

XI.4.3.2.Evaluation des charges Sismique due au tablier

Les résultats trouvées dans le chapitres de l'Etude sismique doivent aussi rentre en compte pour les vérifications et le dimensionnement comme déjà fait pour la pile.

On a donc :

Tableau XI.9 : Effort sismique due au tablier

Désignation	N (kN)	H (kN)	Y _{FV} (x/o) (m)	Y _{FH} (y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Séisme Tablier	0.00	553.22	0.00	7.51	0.00	4154.68

Et alors :

Tableau XI.10 : Effort sismique totale + tablier

	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
CAS 1 (1+kv)	/	5602.66	19328.75
CAS 2 (1-kv)	/	5346.50	18530.79
CAS 3 verticale	466.07	/	363.45

Avec :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ CAS 1} &= \sqrt{\text{CAS } 1_{total}^2 + \text{CAS } 1_{tablier}^2} \\ \checkmark \text{ CAS 2} &= \sqrt{\text{CAS } 2_{total}^2 + \text{CAS } 2_{tablier}^2} \\ \checkmark \text{ CAS 3} &= \sqrt{\text{CAS } 3_{total}^2 + \text{CAS } 3_{tablier}^2} \end{aligned}$$

Pour récapituler dans annexe

XI.4.3.3.Combinaison d'action sismique :

On s'intéresse aux combinaison suivantes :

- P_{max} - H + 0,3V
- P_{min} - H - 0,3V
- P_{max} + V - 0,3H
- P_{min} - V - 0,3H

On trouve alors :

Tableau XI.11 : Combinaison d'action sismique

	<i>N (kN)</i>	<i>V (kN)</i>	<i>M (kN.m)</i>
$P_{max} - H + 0,3V$	13833.07	-5503.30	-11889.27
$P_{min} - H - 0,3V$	13553.43	-5247.15	-11309.38
$P_{max} + V - 0,3H$	14159.31	-1581.44	1895.26
$P_{min} - V - 0,3H$	13227.18	-1504.60	1407.76

XI.4.3.4.Actions sur les pieux

En utilisant la formule suivante :

$$\begin{aligned} \text{➤ } R_1 &= \left(\frac{N}{n}\right) - \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right] \\ \text{➤ } R_2 &= \left(\frac{N}{n}\right) \\ \text{➤ } R_3 &= \left(\frac{N}{n}\right) + \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right] \end{aligned}$$

Avec :

- *R* : réaction sur pieux
- *N* : effort vertical maximal pour chaque combinaison
- *n* : Nombre des pieux *n* = 8
- *Y_i* : demi entraxe longitudinal $Y_i = \frac{3,6}{2} = 1.8m$
- *Q_{pieux}* = 2500 KN donc *n* = 5,66 on prend *n*=8 par ce que *n*=6 ne vérifie pas

Tableau XI.12 : les réactions sur pieux

	ELA	
	<i>1ère file</i>	<i>2ème file</i>
	<i>R₁(KN)</i>	<i>R₂(KN)</i>
$P_{max} - H + 0,3V$	903.49	2554.78
$P_{min} - H - 0,3V$	908.80	2479.55
$P_{max} + V - 0,3H$	1901.53	1638.30
$P_{min} - V - 0,3H$	1751.16	1555.64

XI.5.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE :

XI.5.1.Ferrailage du mur frontal :

Le mur frontal est sollicité par une flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable (Pour Evaluation des efforts sur le mur frontal dus au poids propre et Efforts dus au tablier voir annexe)

Alors Les résultats maximaux des sollicitations les plus défavorables :

A L'ELS

$$M_{\max} = 306.85 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 868.30 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = 207.69 \text{ KN/ml}$$

A L'ELU

$$M_{\max} = 508.72 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 1136.02 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = 280.26 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul de la section d'acier :

On modélise le mur frontal sur robot expert 2010 est le ferrailage sera en flexion composée

➤ Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée section rectangulaire.

Donc :

$b_0 = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,5 \text{ m}$; $C = 0,05\text{m}$ et d'après robot expert 2010 on trouve :

$$A_s = 31 \text{ cm}^2$$

On adapte **7HA25** ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$) et espacement de **15cm** par mètre linière

➤ Ferrailage transversales :

$$\text{On a: } A_{s,\text{tran}} = A_s / 4 = 31 / 4 = 7,75 \text{ cm}^2$$

Donc On adapte **3 cadre HA14** et espacement de **20 cm** par mètre linière

➤ Armatures de construction :

$$\text{On a: } A_{s,\text{con}} = A_s / 3 = 31 / 3 = 10,33 \text{ cm}^2$$

Donc On adapte **7HA14** ($A_s = 10,78 \text{ cm}^2$) et espacement de **15 cm** par mètre linière

XI.5.2.Mur de garde grève :

D'après le document (SETRA art 2.3), le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base dans les calculs de béton armé.

XI.5.2.1.Evaluation ses efforts :

Remarque :

Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2.02m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \cdot H / 3$$

$$P = 0,5 \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot L = 0,5 \cdot 2,02^2 \cdot 0,33 \cdot 18 = 12,12 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333;$
- $L = 1 \text{ mL}$

Donc : $P = 12,12$ et $M_p = 8,16 \text{ KN.m/ml}$

- $M_{P,ultime} = 11,02 \text{ KN.m/ml}$
- $M_{P,service} = 8,16 \text{ KN.m/ml}$

Moment dû à la force de freinage du camion B_c :

$$M_{f_{BC}} = \frac{2 \mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

- $\mu = 1,6$ à l'E.L.U
- $\mu = 1,2$ à l'E.L.S
- $P = 60 \text{ KN}$

Donc :

- $M_{F,ultime} = 90,41 \text{ KN.m}$
- $M_{F,service} = 67,80 \text{ KN.m}$

b. Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève

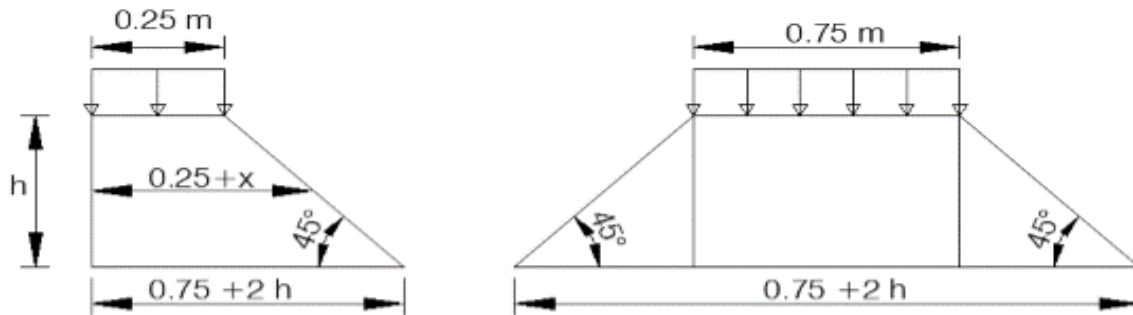


FIGURE XI.1 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \text{ avec } K = k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

- γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS
- b_c : coefficient de pondération du système $b_c = 1,28$
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

Tableau XI.13 : les valeurs de M_p/k en fonction de H

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k (t,m/ml)$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Donc :

$h=2.02m$ par une Interpolation : $M_p/k= 74,94 \text{ KN.m/ml}$

$k_u = 0,72$ (ultime) $\Rightarrow MP_{c,ultime} = 51,87 \text{ kN.m}$

$k_s = 0,54$ (service) $\Rightarrow MP_{c,service} = 38,90 \text{ kN.m}$

c. Combinaison d'action

A l'E.L.U $M_u = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q$

$$M_u = 153,29 \text{ kN.m}$$

A l'E.L.S $M_s = M_G + 1,2 \times M_Q$

$$M_s = 114,87 \text{ kN.m}$$

b. Calcule de la section d'acier

➤ Ferrailage vertical

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple et section rectangulaire.

Donc :

$b_0 = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,3 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$ et d'après robot expert 2010 on trouve :

$$A_s = 21,1 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA20** ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$) et espacement de **15 cm** par mètre linière

➤ Ferrailage transversal

On a: $A_{s,trans} = A_s / 4 = 21.1/4 = 5,275 \text{ cm}^2$

Donc On adopte **3 cadre HA12** et espacement de **20 cm** par mètre linière

XI.5.3.Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

XI.5.3.1.Evaluation des efforts :

Tableau XI.14 : les efforts sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	6,25	12,69	12.59
Revêtement	1,76	3.57	3.55
Remblai	14,58	29.60	29.38
Surcharges	10	20.30	20.15

Avec

- $L = 4,03 \text{ m}$
- $\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$
- $\rho_{\text{bb}} = 22 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

a. Combinaison d'action

A l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2 M_Q = 70,22 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1,2 V_Q = 69,7 \text{ kN/ml}$$

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1,35M_G + 1,6 M_Q = 92,36 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_{ult} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q = 91,68 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul de la section d'acier

➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple et section rectangulaire.

$b_0 = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$ et d'après robot expert 2010 on trouve

$$A_s = 16.1 \text{ cm}^2$$

On adopte **6HA20** ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$) et espacement de **20 cm** par mètre linière

➤ Ferrailage transversal

On a : $A_s = A_{s,transversales} / 4 = 16,1 / 4 = 4,025 \text{ cm}^2$

Donc On adapte **3 cadre H 10** et espacement de **20 cm** par mètre linière

➤ Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \quad (\text{pour fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{0,09304}{1 \cdot 0,225} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot 27}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$0,4135 \leq 2,7 \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

XI.5.4. Le corbeau :

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition. Pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

a. Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{per} = q \cdot L / 2$$

- L : largeur de la dalle de transition ; $L = 8,66 \text{ m}$
- q : charges perm ; $q = 22.59 \text{ kN/ml}$

Donc $R_{per} = 97.81 \text{ kN/ml}$

b. Réaction due au surcharge :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{sur} = q \cdot L / 2$$

- L : largeur de la dalle de transition ; $L = 8,66 \text{ m}$
- q : charges perm ; $q = 10 \text{ kN/ml}$

Donc $R_{sur} = 43,30 \text{ kN/ml}$

c. Combinaison d'action

A l'ELS :

$$M_{ser} = R_G + 1,2 R_Q = 149,77 \text{ kN.m/ml}$$

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1,35R_G + 1,6 R_Q = 201,33 \text{ kN.m/ml}$$

d. Calcule de la section d'acier

➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple et section rectangulaire.

On prend une section moyenne de hauteur

$$H = (0,71 + 0,3) / 2 = 0,505 \text{ m}$$

$b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0,505 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$ et d'après robot expert 2010 on trouve :

$$A_s = 14,4 \text{ cm}^2$$

On adapte **5H20** ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2$) et espacement de **25 cm** par mètre linière

➤ Ferrailage transversal

On a : $A_s = A_{s,transversales} / 4 = 14,4 / 4 = 3,6 \text{ cm}^2$

Donc On adapte **3 cadre HA10** et espacement de **20 cm** par mètre linière

➤ Ferrailage constructions :

On a : $A_{s,con} = A_s / 3 = 14,4 / 3 = 4,8 \text{ cm}^2$

Donc On adapte **5HA12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) et espacement de **25 cm** par mètre linière

XI.5.5.Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant ils sont encastrés à la fois sur le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure
- ✓ La poussée horizontale due au remblai

On fait la modélisation par robot analyse pour calcule les sollicitations

Elle donne :

$$M_{YY} = 225.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{XX} = 108,48 \text{ kN.m}$$

Et le Ferrailage fait par organigramme qui donne :

➤ **Ferrailage longitudinal**

$$A_{s,YY} = 22.4 \text{ cm}^2 \quad A_{s,XX} = 10 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte pour YY **5HA25** ($A_s = 24,54\text{cm}^2$) et espacement de **25 cm** par mètre linière

Et On adopte pour XX**5HA16** ($A_s = 10,05\text{cm}^2$) et espacement de **25 cm** par mètre linière

XI.5.6.La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

➤ **Evaluation des efforts agissant sur la semelle**

Les valeurs de R_{MAX} et de R_{MIN} pour les différentes combinaisons sont :

- ✓ A L'ELS : $R_{MAX} = 1,99 \text{ MN}$; $R_{MIN} = 1,92 \text{ MN}$
- ✓ A L'ELU : $R_{MAX} = 2,66 \text{ MN}$; $R_{MIN} = 2,56 \text{ MN}$
- ✓ A L'ELA : $R_{MAX} = 2,55 \text{ MN}$; $R_{MIN} = 0,9 \text{ MN}$

➤ **Calculer du ferrailage :**

a. Armatures transversales inférieures:

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} h = (H - 0.1) \geq \frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4} \\ \alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}}\right) \geq 45^\circ \end{cases} \rightarrow \text{donc : } \begin{cases} h = 1,6\text{m} \geq 1,425\text{m} \text{ vérifié} \\ \alpha = 45^\circ \geq 45^\circ \text{ vérifié} \end{cases}$$

La méthode de bielle nous permet de trouver la section A_s par la formule :

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}\right)}{h}$$

Avec :

✓ N_1 : l'effort normal max de l'ELS/l'ELA

✓ $\bar{\sigma}_s$: $2/3f_e$ pour ELS ; f_e pour ELA

➤ **Calcul ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 2 * \frac{500}{3} = 333,33\text{MPa}$$

$$N_1 = \max(R_{\min,ELS}, R_{\max,ELS}) = 1,99 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1,99}{333,33} \frac{1,425}{1,6} = 56,7 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{S,ELS} = 53,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul ELA :**

$$\bar{\sigma}_s = 500\text{MPa}$$

$$N_1 = \max(R_{\min,ELA}, R_{\max,ELA}) = 2,55 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2,55}{500} \frac{1,425}{1,6} = 45,42 \text{ cm}^2$$

Donc :

$A_{S,ELA} = 45,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b. Armature minimale :

➤ **Armatures de flexion**

Armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :

✓ $0,15 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones I et IIa ;

✓ $0,25 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones IIb et III.

Armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de $0,10 \%$.

Donc notre ouvrage est zone I

Alors $A_{S,\min} = 0,15\% * \text{Aire}$

$$A_{S,\min} = 0,0015 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,0015 * 1,6 * 1 * 10000 = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,\min} = \mathbf{24 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\inf,T} = \max(A_{S,ELA}, A_{S,\min}, A_{S,ELS}) = \mathbf{53,17 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur

(L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieux}} = 2,8\text{m}$

$$A_{s,\text{bande}} = A_{S,\inf,T} * (h_{\text{semelle}} + \Phi_{\text{pieux}}) = \mathbf{148,876 \text{ cm}^2/\text{bande}}$$

Soit $2 * \mathbf{10HA32}$ avec $A_s = \mathbf{160,85 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ et $e = \mathbf{30 \text{ cm}}$

c. Armatures transversales supérieures :

$$A_{S,sup,T} = A_{S,inf,T}/3 = 53,17/3$$

$$A_S = 17,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 0,1\% * A_{ire}$$

$$A_{S, \min} = 0,001 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,001 * 1,6 * 1 * 10000 = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,sup,T} = \max (A_S, A_{S, \min}) = 17,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **2*5HA16** avec $A_S = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc **e = 25 cm**

d. Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{S,inf,L} = A_{S,inf,T}/2 = 53,17/2$$

$$A_S = 26,585 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 0,15\% * A_{ire}$$

$$A_{S, \min} = 0,0015 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,0015 * 1,6 * 1 * 10000 = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,inf,L} = \max (A_S, A_{S, \min}) = 26,585 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA25** avec $A_S = 29,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc **e = 20 cm**

e. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{S,sup,L} = A_{S,inf,T}/4 = 53,17/4$$

$$A_S = 13,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 0,1\% * A_{ire}$$

$$A_{S, \min} = 0,001 * H * 1\text{ml} * 10000 = 0,001 * 1,6 * 1 * 10000 = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S,sup,L} = \max (A_S, A_{S, \min}) = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA20** avec $A_S = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc **e = 20 cm**

f. Cadres de construction :

On prévoit des cadres de construction verticaux et horizontaux dont la section est donnée par :

$$\checkmark A_{tv} = 0,006.h \frac{tv}{2}$$

$$\checkmark A_{th} = 0,004.h \frac{th}{2}$$

Avec :

t_v : Espacement des cadres verticaux ; $t_v = 20 \text{ cm}$

t_h : Espacement des cadres horizontaux. $t_h = 16 \text{ cm}$

D'où:

$$\text{➤ } A_{th}=0.006*1,6*0,16/2*10000$$

$A_{th}=7.68\text{cm}^2$ soit 3 cadres **HA14 (9.23cm²)**.

$$\text{➤ } A_{vh}=0.004*1,6*0,2/2*10000$$

$A_{vh}=6.40\text{cm}^2$ soit 3 cadres **HA12 (6.79cm²)**.

XI.5.7.Les pieux :

a. La méthode de Warner :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4eme degré :

$$EI \frac{d^4\gamma}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

- ✓ d: Diamètre des pieux ;
- ✓ E: Module de réaction du sol ;
- ✓ γ : Déplacement en tête des pieux.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u}{4EI}}$$

- ✓ λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;
- ✓ $C_U = 3,5\text{kg/cm}^3$
- ✓ $E = 11000\sqrt[3]{f_{c,28}}=33000\text{MPa}$
- ✓ $I_{\text{Pieux}} = 0,101\text{m}^4$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3,5}{4 \times 33000 \times 0,101}} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

D'où :

$$\lambda * L = 2,606$$

On a le tableau de Coefficient $\chi_{\theta p}$ et $\chi_{\theta m}$

$\lambda * L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta m}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation on trouve :

$$\chi_{\theta p} = 1,23$$

$$\chi_{\theta m} = 1,54$$

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu

\bar{M} : Moment en tête du pieu

b. Sollicitations les plus défavorables :

Donc :

$$\text{ELS : } H_{\max} = 406,76 \text{ kN}$$

$$\text{ELU : } H_{\max} = 549,17 \text{ kN}$$

$$\bar{M}_{\text{ELS}} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \frac{\bar{P}_{\text{ELS}}}{\lambda} = -324,88 \text{ kN.m}$$

$$\bar{M}_{\text{ELU}} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \frac{\bar{P}_{\text{ELU}}}{\lambda} = -438,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ELS}} = -324,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = -438,62 \text{ kN.m}$$

c. Ferrailage des pieux :

On a les sollicitations suivantes

ELS :

✓ $M = -324,88 \text{ kN.m}$

✓ $H = 406,76 \text{ kN}$

✓ $N_{\text{cor}} = 1,66 \text{ MN}$

ELU :

✓ $M = -438,62 \text{ kN.m}$

✓ $H = 549,17 \text{ kN}$

✓ $N_{cor} = 2,26 \text{ MN}$

Les résultats selon robot expert :

1. Résultats :

Sections d'acier : $A_s = 36,3 \text{ (cm}^2\text{)}$ et $A_{s, \text{sismique}} = 113,1 \text{ cm}^2$ soit **24HA25** avec $e = 15 \text{ cm}$

➤ Efforts tranchants appliqués :

➤ Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,423 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 2.7 \text{ (MPa)}$

➤ Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Cerces HA 12 $e=15 \text{ cm}$ et en tête de pieux et pieds de pieux un espacement de 10 cm sur une longueur de $2 * \varnothing_{\text{pieux}} = 2.4 \text{ m}$ (selon RPOA 2008)

CONCLUSION GENERALE.

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 mettre en exergue 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, 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 que d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci a été mené grâce à la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel et programmes de calcul (ROBOT, AUTOCAD, EXCEL, ...etc.) comme moyen de calcul.

Pour restreindre notre étude, nous nous sommes focalisés directement sur les données fournies par l'entreprise de réalisation. Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale où nous avons déterminé la variante la plus avantageuse. Ensuite, on a fait une étude détaillée en débutant par la définition des charges et surcharges, puis le calcul des sollicitations effectué selon les règlements SETRA, BAEL et RPOA qui vont être utilisés pour l'étude de la précontrainte, ainsi que l'étude et le ferrailage de l'infrastructure.

Ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPOA, règles parasismiques applicable au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008.
- B.P.E.L, Calcul et vérification des ouvrages en béton précontrainte, 1991.
- Guide technique SETRA, décembre 2013 (Joints de chaussée des ponts-routes)
- Document SETRA, appareils d'appui à pot, guide technique, SETRA France, 2007
- Document SETRA, pont à poutres préfabriqués précontrainte par post tension VIPP, France, SETRA, 1996
- RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010.
- BAEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, BAEL 91 révisé 99.

Cours :

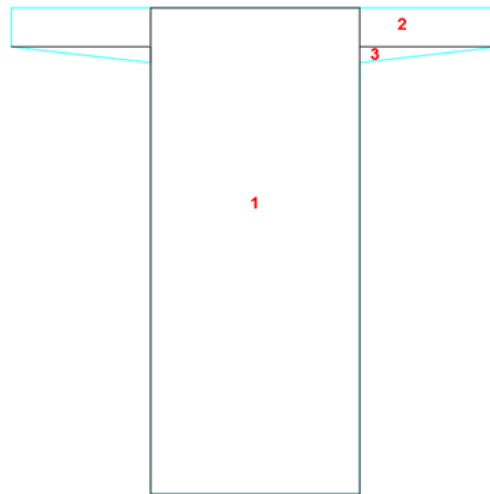
- Cours 5^{ème} année Pont Dr. F.FEDGHOUCHE E.N.S.T.P
- Cours 4^{ème} année de Béton Armé Dr.BENREDOUANE E.N.S.T.P
- Cours 5^{ème} année Calcul Ouvrage En Béton Arme Dr.BENREDOUANE E.N.S.T.P
- Cours 4^{ème} année Béton Précontrainte Mr AMIEUR E.N.S.T.P).

Logiciels :

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT 2020) ;
- AUTOCAD 2016 ;
- Microsoft Word ;
- Microsoft Excel ;
- ROBOT EXPERT 2010

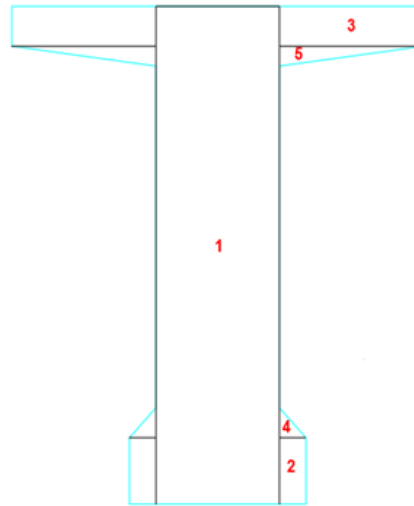
LES ANNEXES

1 . PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE :



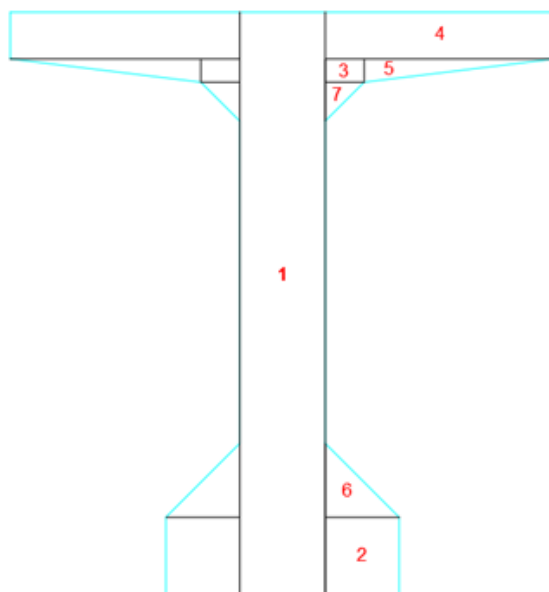
<i>N</i>	<i>Forme</i>	<i>Dimensions</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Gi(cm)</i>	<i>Si (cm³)</i>	<i>I_g (cm⁴)</i>	<i>I_Δ (cm⁴)</i>	<i>CDG(cm)</i>
1	Rect	(60x150)	9000	75	675000	16875000	67500000	
2	Rect	2(40x12)	960	144	138240	11520	19918080	
3	Tria	2(40x6)	240	136	32640	480	4439520	
<i>Poutre</i>	/	/	10200	/	845880	16887000	91857600	82.93
<i>dalle</i>	Rect	(167x25)	4175	162.5	678437.5	217447.9167	110463541.7	
<i>Poutre+dalle</i>	/	/	14375	/	1524317.5	17104447.92	178742280.3	106.04

Annexe 1.1 : Caractéristiques géométriques de la section about



<i>N</i>	<i>Forme</i>	<i>Dimensions</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Zi(cm)</i>	<i>Si (cm³)</i>	<i>I' (cm⁴)</i>	<i>I(cm⁴)</i>	<i>CDG(cm)</i>
1	Rect	(42x150)	6300	75	472500	11812500	47250000	
2	Rect	2(9x20)	360	10	3600	12000	48000	
3	Rect	2(49x12)	1176	144	169344	14112	24399648	
4	Tria	2(9x9)	81	23	1863	364.5	43213.5	
5	Tria	2(49x6)	294	136	39984	480	5438304	
<i>Poutre</i>	/	/	8211	/	687291	11839456.5	77179165.5	83.70
<i>dalle</i>	Rect	(167x25)	4175	162.5	678437.5	217447.9167	110463541.7	
<i>Poutre+dalle</i>	/	/	12386	/	1365728.5	12056904.42	187642707.2	110.26

Annexe 1.2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire



<i>N</i>	<i>Forme</i>	<i>Dimensions</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Zi(cm)</i>	<i>Si (cm³)</i>	<i>I' (cm⁴)</i>	<i>I(cm⁴)</i>	<i>CDG(cm⁴)</i>
1	Rect	(22x150)	3300	75	247500.00	6187500.00	24750000.00	
2	Rect	2(19x20)	760	10	7600.00	25333.33	101333.33	
3	Rect	2(10x6)	120	135	16200.00	360.00	2187360.00	
4	Rect	2(59x12)	1416	144	203904.00	16992.00	29379168.00	
5	Tria	2(49x6)	294	136	39984.00	588.00	5438412.00	
6	Tria	2(19x19)	361	26.33	9505.13	7240.06	257510.13	
7	Tria	2(10x10)	100	128.67	12867.00	555.56	1656152.45	
Poutre	/	/	6351	/	537560.13	6238568.94	63769935.91	84.64
dalle	Rect	(167x25)	4175	162.5	678437.50	217447.92	110463541.67	
Poutre+dalle	/	/	10526	/	1215997.63	6456016.86	174233477.57	115.52

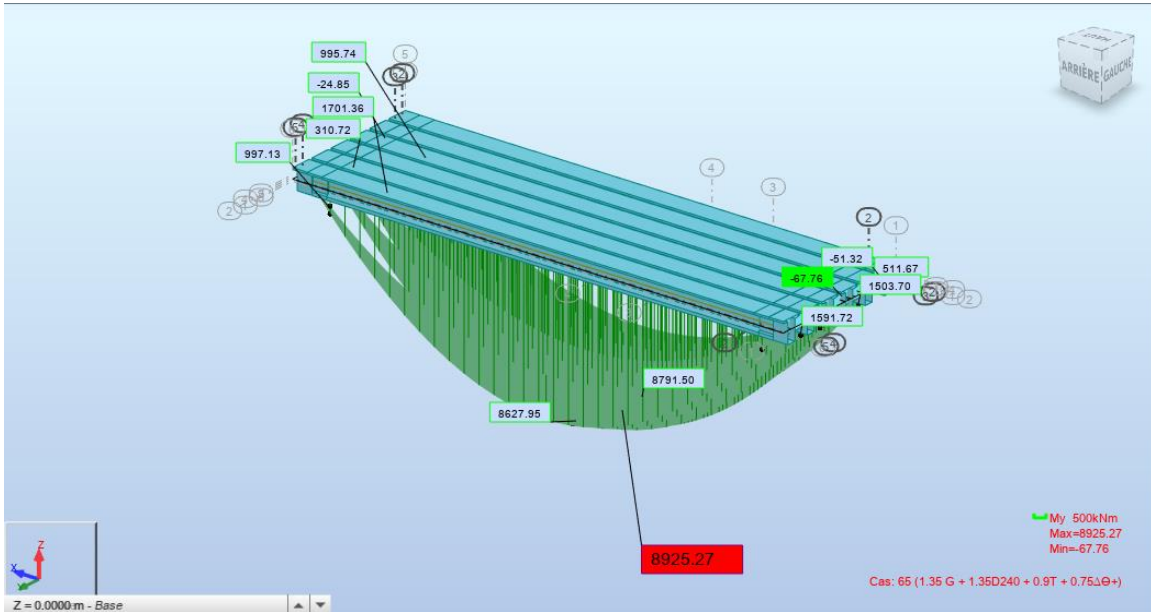
Annexe 1.3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane

2 . ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

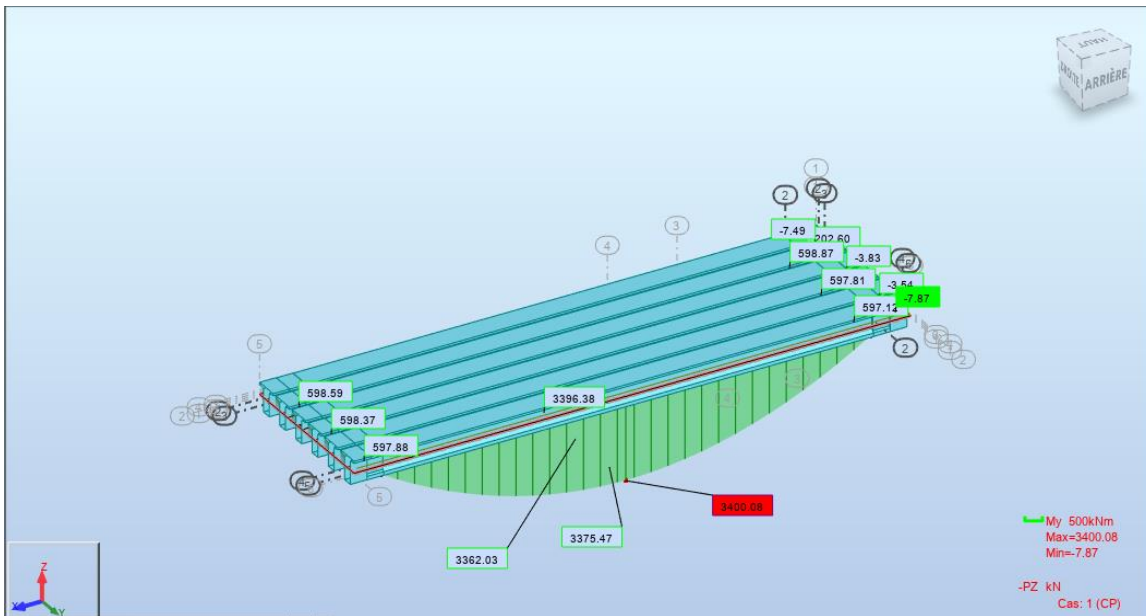
Les Charge Et Les Surcharge		Effort Tranchant Totale(kN) 0,00L	Moment Flexion (kN.m) 0,50L	Effort Tranchant Totales(kN) 0,25L	Moment Flexion (kN.m) 0,25L	
Surcharge A(L)	1 voie	580	4697.7	290	3523.58	
	2 voies	1160	9395.4	580	7046.17	
Surcharge B	Bc	1 file	602.7	4288.56	410	2729
		2 files	1205.4	8577.12	758	5049
	Bt	1 file	332.13	2633.04	98	2337
		2 files	669.27	5305.82	200	4673
Militaires	Mc 120	1076.16	8716.98	297	6311.3	
Charges Exceptionnelles	D240	1711.11	13860	666	9627.1	
Surcharge De Trottoir	1 trottoir	24.3	196.83	12.154	147.6191	
	2 trottoir	48.6	393.66	24.308	295.2382	

Annexe 2.1 : Récapitulations de calcul de M et T

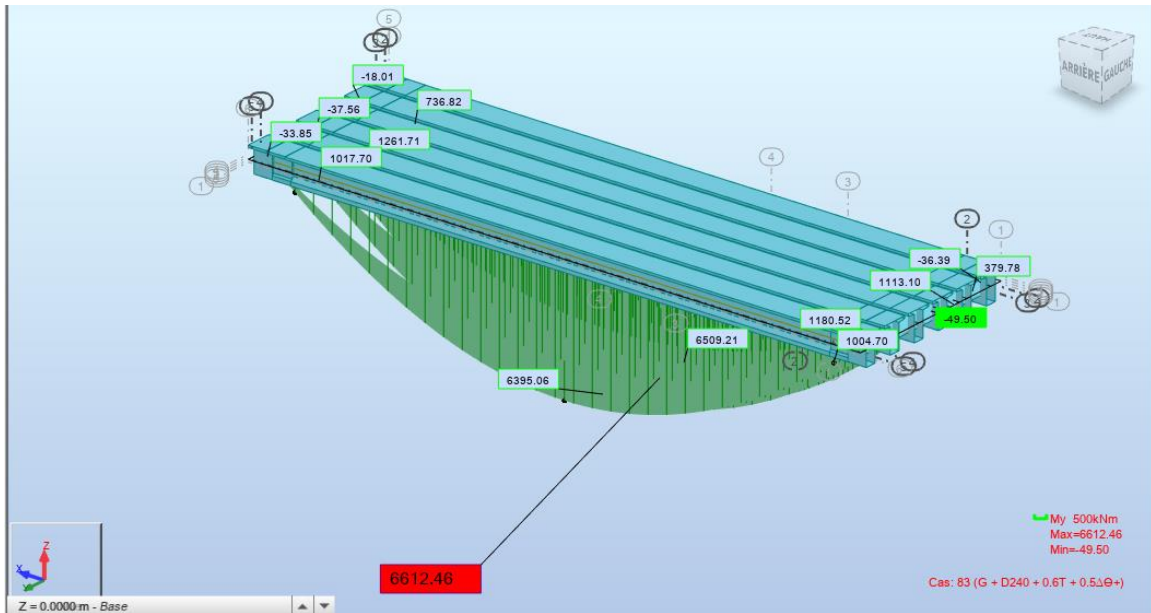
3 . RESULTATS DE LA MODELISATION :



Annexe 3.1 : Moment de flexion du poids propre

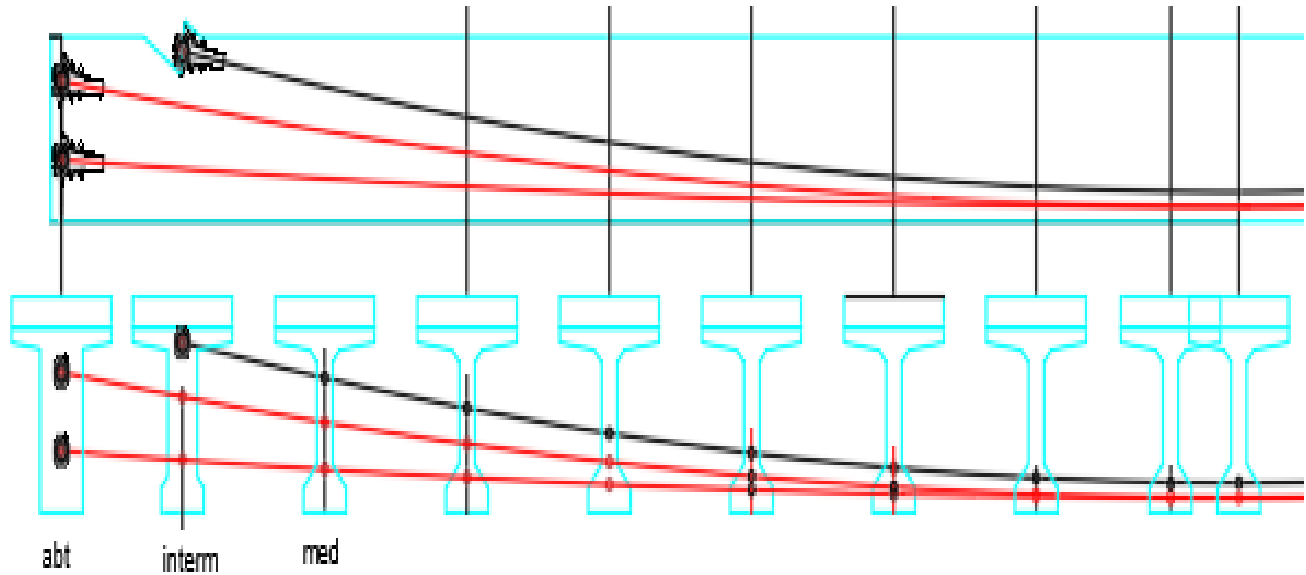


Annexe 3.2 : Moment de flexion de la combinaison 1,35G+1,35D240+0,9T

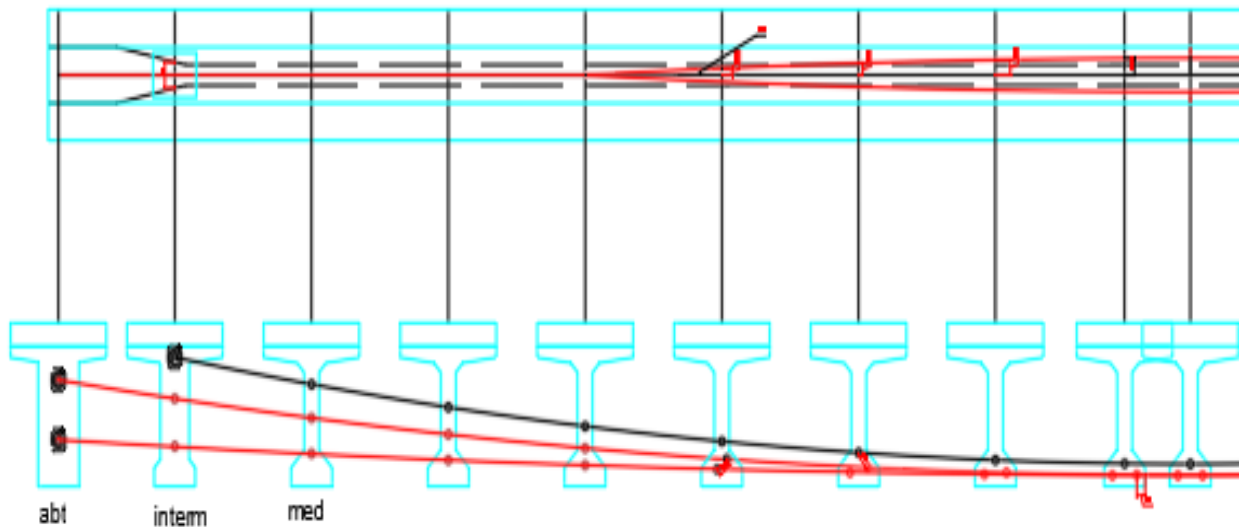


Annexe 3.3 : Moment de flexion de la combinaison $G+1,35D240+0,9T$

4 . ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



Annexe 4.1 : Tracé câble sur Plan (X, Y)



Annexe 4.2 : Tracé câble sur Plan (X, Z)

		<i>Phase 1</i>				
		<i>x=0.5</i>	<i>x=1.85</i>	<i>x=L/4</i>	<i>x=3L/8</i>	<i>x=L/2</i>
<i>e (m)</i>		-0.04	0.13	0.55	0.70	0.73
<i>M_{El}s</i>		0.00	0.36	1.52	1.94	2.07
<i>P1 (MN)</i>		2.24	2.24	2.24	2.24	2.24
<i>P2 (MN)</i>		2.07	2.07	2.07	2.07	2.07
<i>σ_p(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	0.00	0.67	5.45	6.93	7.42
	<i>σ_{inf}</i>	0.00	-1.06	-7.06	-6.63	-9.61
<i>σ_{P1}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	2.50	1.15	-0.77	-1.97	-2.21
	<i>σ_{inf}</i>	1.87	2.60	9.28	10.84	11.15
<i>σ_{P2}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	2.31	1.06	-0.71	-1.82	-2.04
	<i>σ_{inf}</i>	1.73	2.40	8.57	10.01	10.29
<i>σ_{Max}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	2.50	1.82	4.68	4.96	5.21
	<i>σ_{inf}</i>	1.87	1.54	2.23	4.21	1.54
<i>σ_{Min}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	2.31	1.73	4.74	5.11	5.38
	<i>σ_{inf}</i>	1.73	1.34	1.51	3.38	0.68

Nb: ■ les conditions vérifiées

Annexe 4.3 : Vérification des contraintes Phase 1

		<i>Phase 2</i>				
		<i>x=0.5</i>	<i>x=1.85</i>	<i>x=L/4</i>	<i>x=3L/8</i>	<i>x=L/2</i>
<i>e (m)</i>		-0.04	0.13	0.55	0.70	0.73
<i>M_{El}s</i>		0.00	0.36	1.52	1.94	2.07
<i>P1 (MN)</i>		4.17	4.17	4.17	4.17	4.17
<i>P2 (MN)</i>		3.67	3.67	3.67	3.67	3.67
<i>σ_p(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	0.00	0.67	5.45	6.93	7.42
	<i>σ_{inf}</i>	0.00	-1.06	-7.06	-8.97	-9.61
<i>σ_{P1}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	4.65	2.14	-1.42	-3.66	-4.11
	<i>σ_{inf}</i>	3.48	4.83	17.27	20.16	20.74
<i>σ_{P2}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	4.09	1.88	-1.25	-3.22	-3.61
	<i>σ_{inf}</i>	3.06	4.25	15.20	17.74	18.25
<i>σ_{Max}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	4.65	2.81	4.02	3.27	3.31
	<i>σ_{inf}</i>	3.48	3.77	10.21	11.20	11.14
<i>σ_{Min}(MPa)</i>	<i>σ_{sup}</i>	4.09	2.55	4.19	3.70	3.80
	<i>σ_{inf}</i>	3.06	3.19	8.14	8.77	8.64

Nb: ■ les conditions vérifiées

Annexe 4.4 : Vérification des contraintes Phase 2

		Phase 3				
		$x=0.5$	$x=1.85$	$x=L/4$	$x=3L/8$	$x=L/2$
$e (m)$		0.19	0.16	0.76	0.95	1.00
M_{Els}		0.00	0.60	2.50	3.20	3.40
$P1 (MN)$		6.19	6.19	6.19	6.19	6.19
$P2 (MN)$		5.41	5.41	5.41	5.41	5.41
$\sigma_p(MPa)$	σ_{sup}	0.00	2.15	4.40	5.64	5.99
	σ_{inf}	0.00	-2.78	-8.56	-10.95	-11.63
$\sigma_{P1}(MPa)$	σ_{sup}	2.34	6.51	-2.27	-4.34	-4.89
	σ_{inf}	7.41	14.48	21.96	25.98	27.04
$\sigma_{P2}(MPa)$	σ_{sup}	2.04	3.64	0.00	-0.54	-4.27
	σ_{inf}	6.47	12.65	19.19	22.70	23.63
$\sigma_{Max}(MPa)$	σ_{sup}	2.34	8.66	2.13	1.30	1.10
	σ_{inf}	7.41	11.70	13.40	15.03	15.41
$\sigma_{Min}(MPa)$	σ_{sup}	2.04	5.78	4.41	5.09	1.72
	σ_{inf}	6.47	9.87	10.63	11.75	12.00

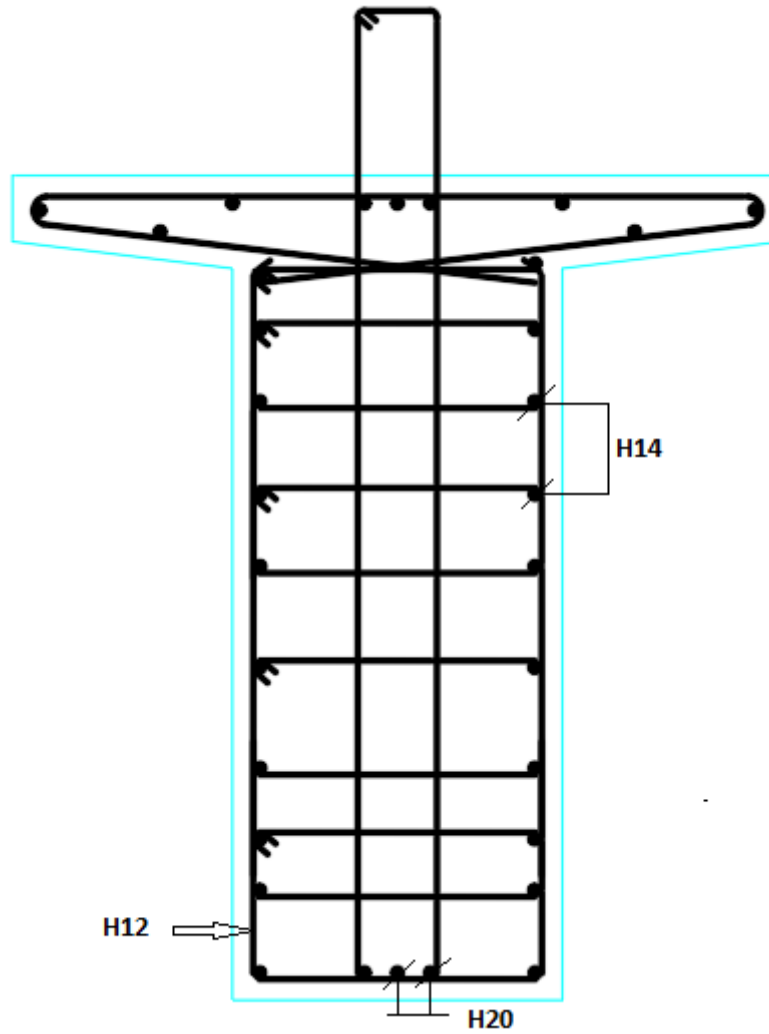
Nb: ■ les conditions vérifiées

Annexe 4.5 : Vérification des contraintes Phase 3

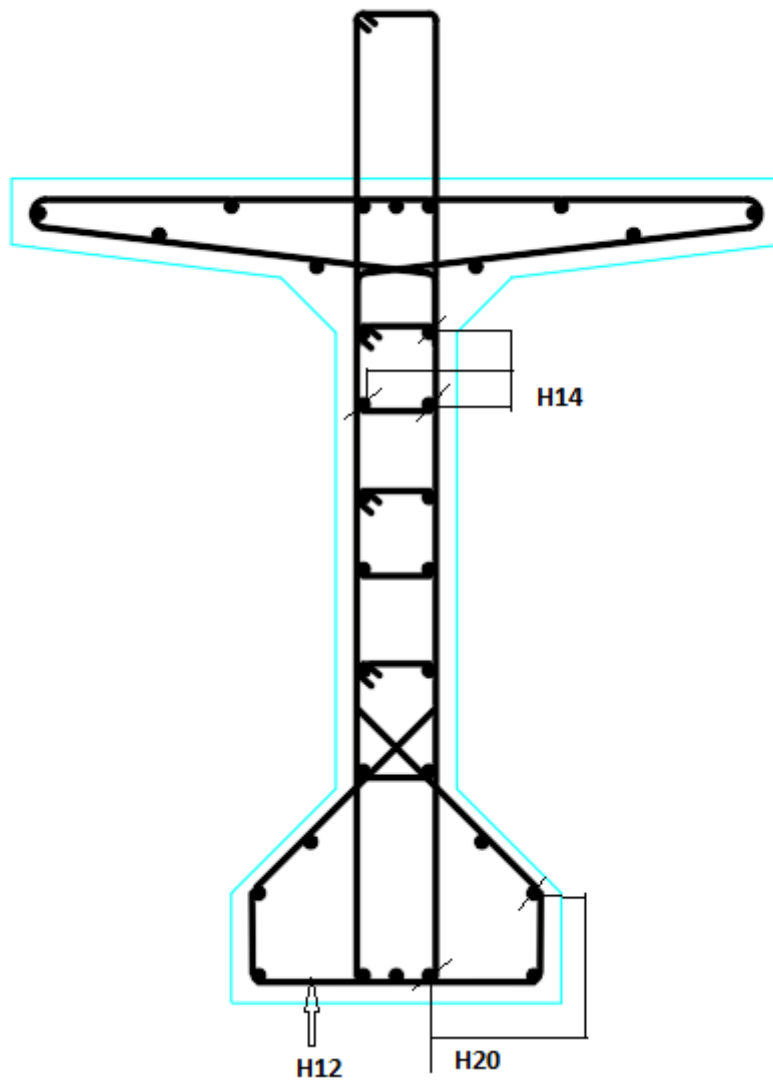
		Phase 4				
		$x=0.5$	$x=1.85$	$x=L/4$	$x=3L/8$	$x=L/2$
$e (m)$		0.19	0.16	0.76	0.95	1.00
M_{Els}		0.00	1.25	4.96	6.20	6.61
$P1 (MN)$		6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
$P2 (MN)$		5.13	5.13	5.13	5.13	5.13
$\sigma_p(MPa)$	σ_{sup}	0.00	4.47	8.74	10.92	11.65
	σ_{inf}	0.00	-5.79	-16.97	-21.22	-22.62
$\sigma_{P1}(MPa)$	σ_{sup}	2.27	6.32	-2.20	-4.21	-4.74
	σ_{inf}	7.18	14.04	21.30	25.20	26.23
$\sigma_{P2}(MPa)$	σ_{sup}	2.82	6.45	0.00	-0.96	-4.05
	σ_{inf}	6.14	12.00	18.20	21.53	22.41
$\sigma_{Max}(MPa)$	σ_{sup}	2.27	10.79	6.54	6.71	6.91
	σ_{inf}	7.18	8.25	4.33	3.99	3.61
$\sigma_{Min}(MPa)$	σ_{sup}	2.82	10.92	8.74	9.96	7.60
	σ_{inf}	6.14	6.20	1.22	0.32	-0.21

Nb: ■ les conditions vérifiées

Annexe 4.6 : Vérification des contraintes Phase 4

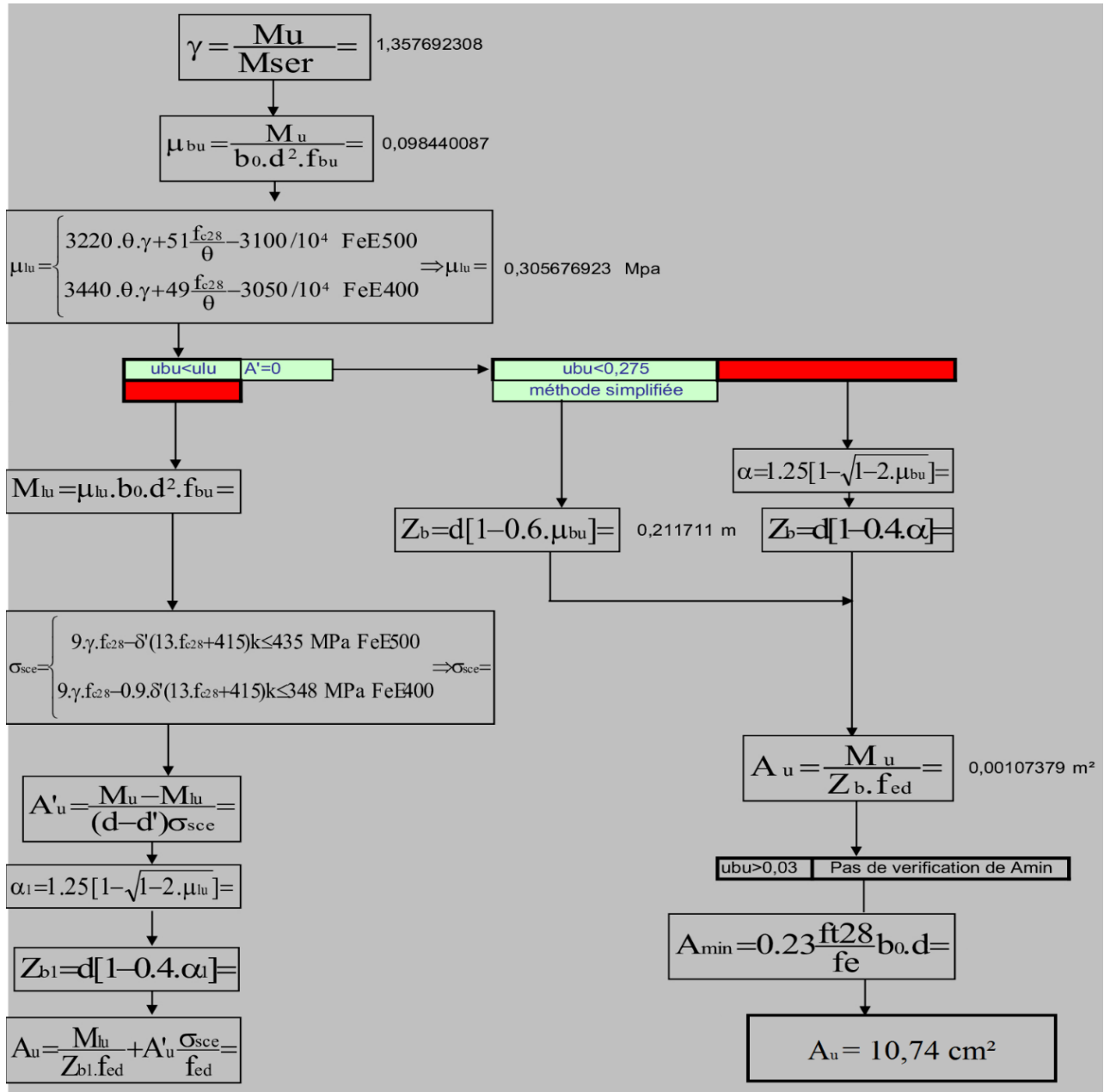


Annexe 4.7 : Ferrailage passif de la poutre sur section d'about

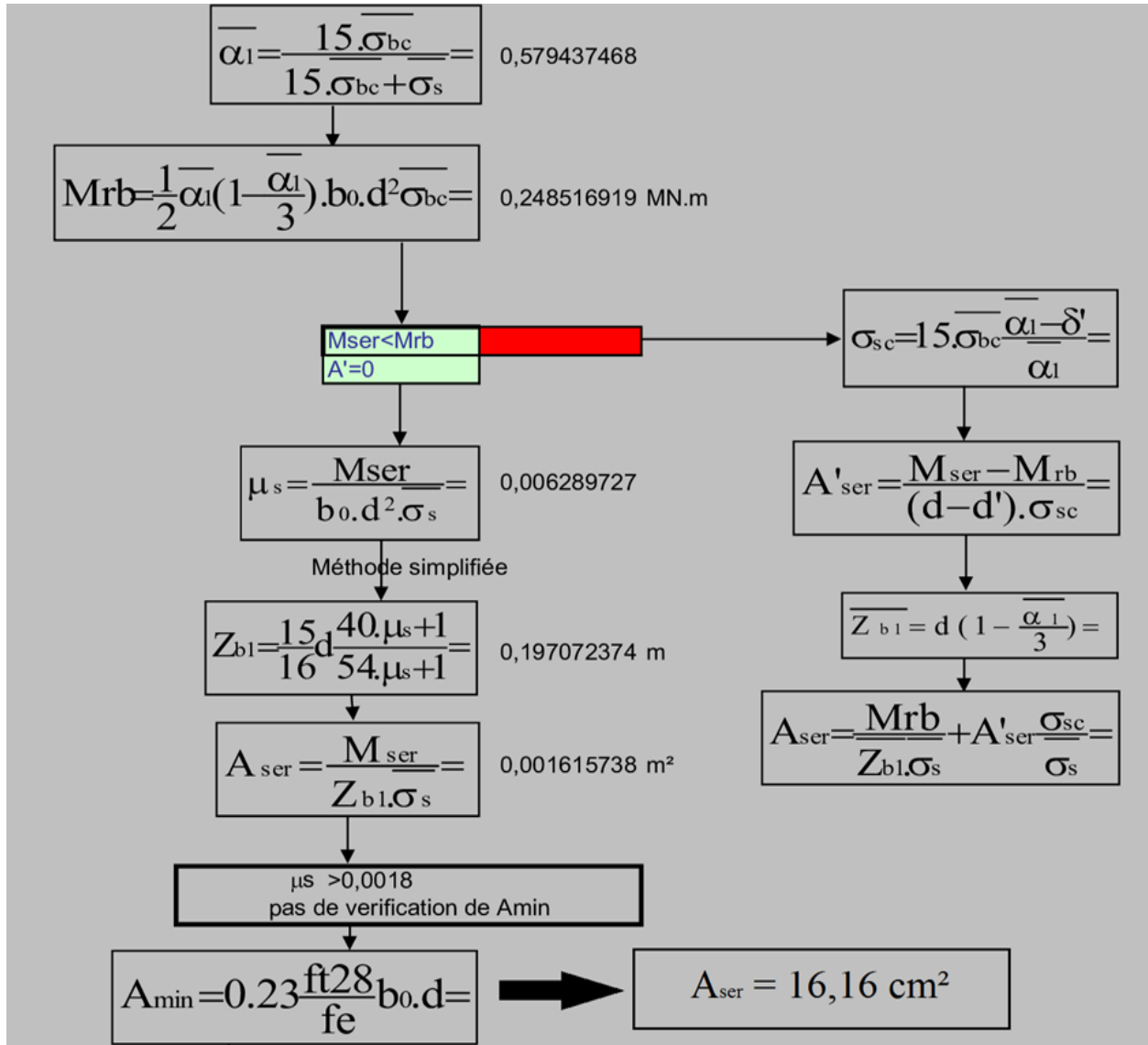


Annexe 4.8 : Ferrailage passif de la poutre sur section médiane

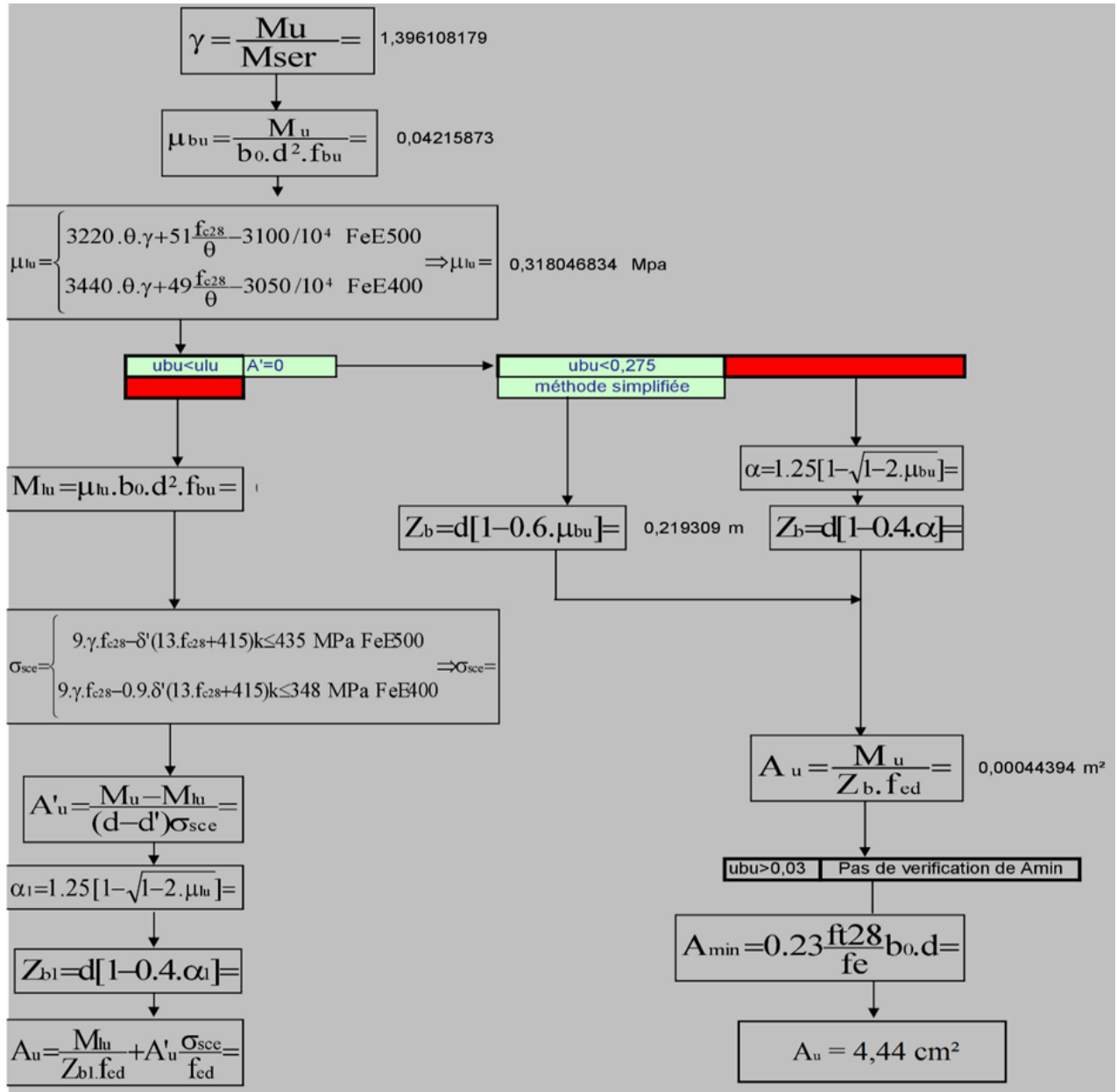
5 . ETUDE DE LA DALLE



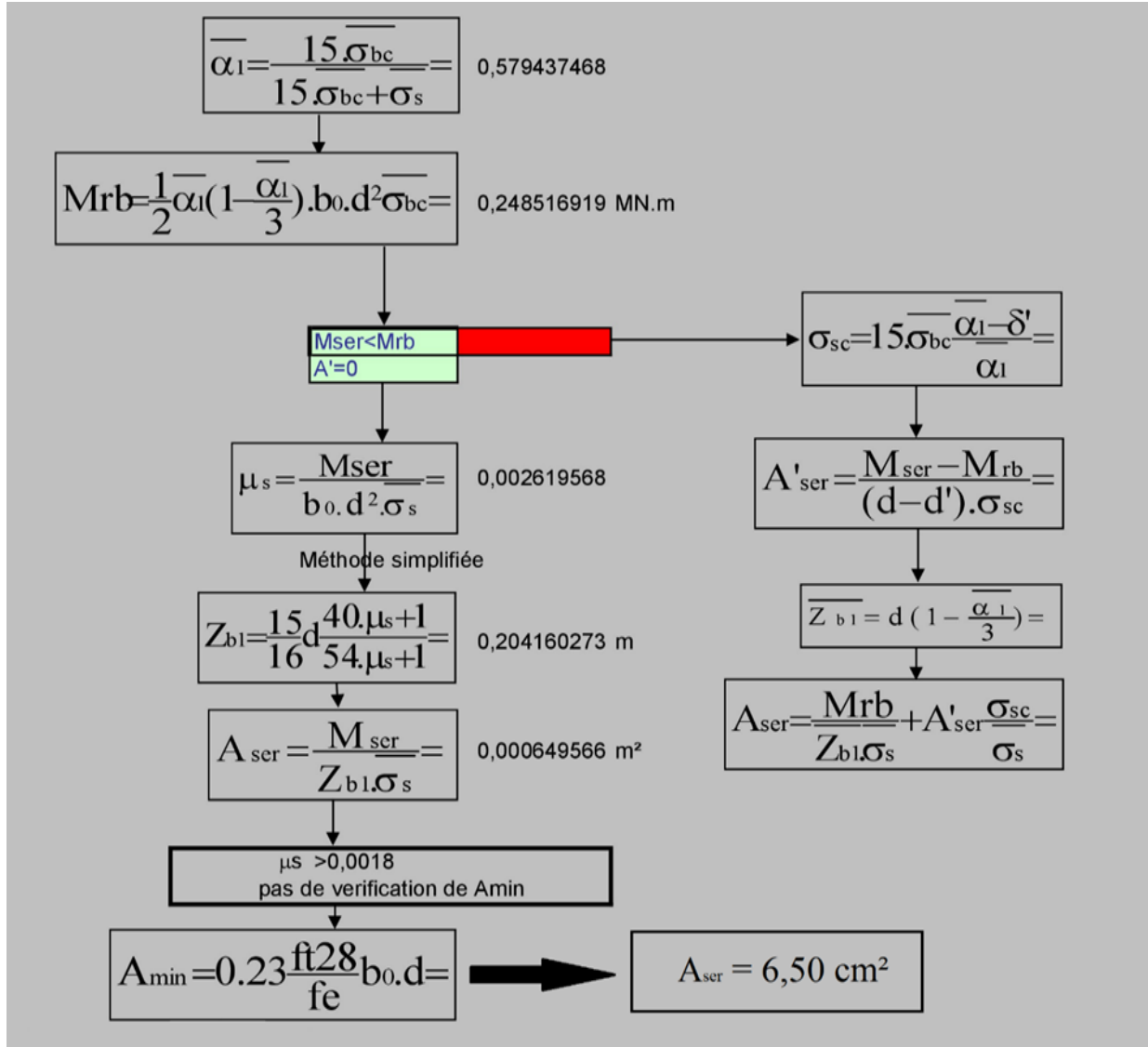
Annexe 5.1 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre inférieure à ELU



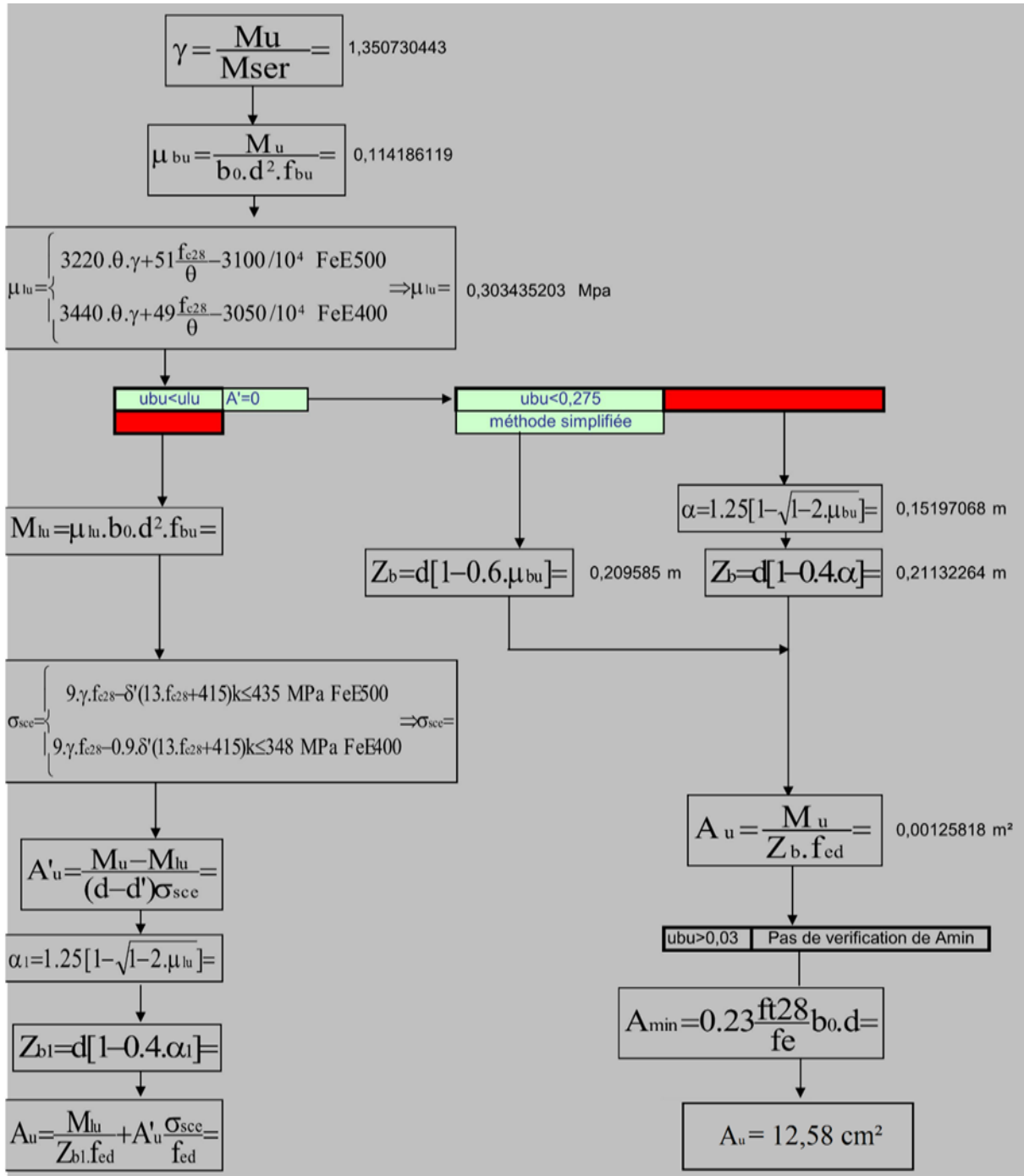
Annexe 5.2 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre inférieure à ELS



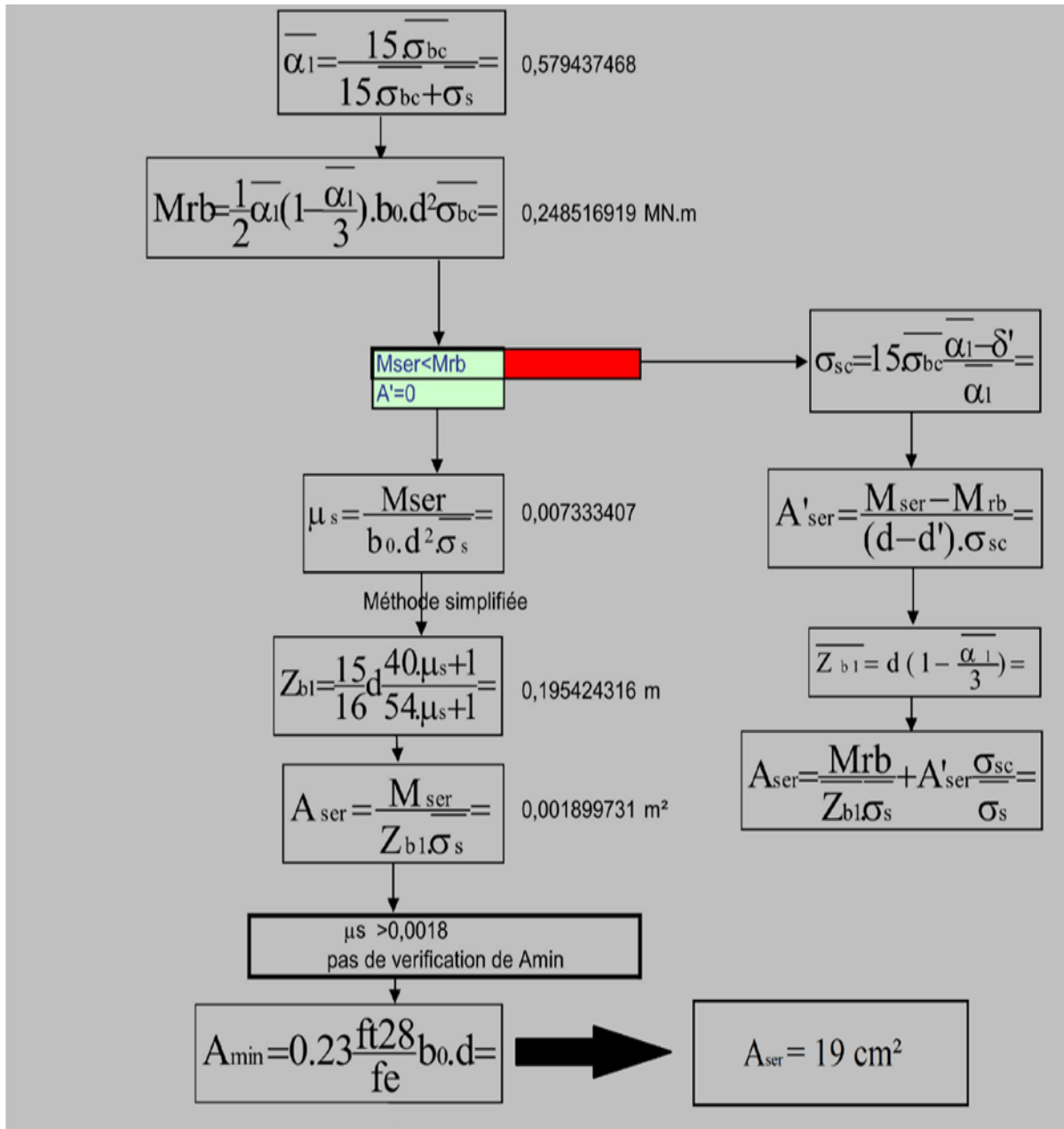
Annexe 5.3 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre supérieure à ELU



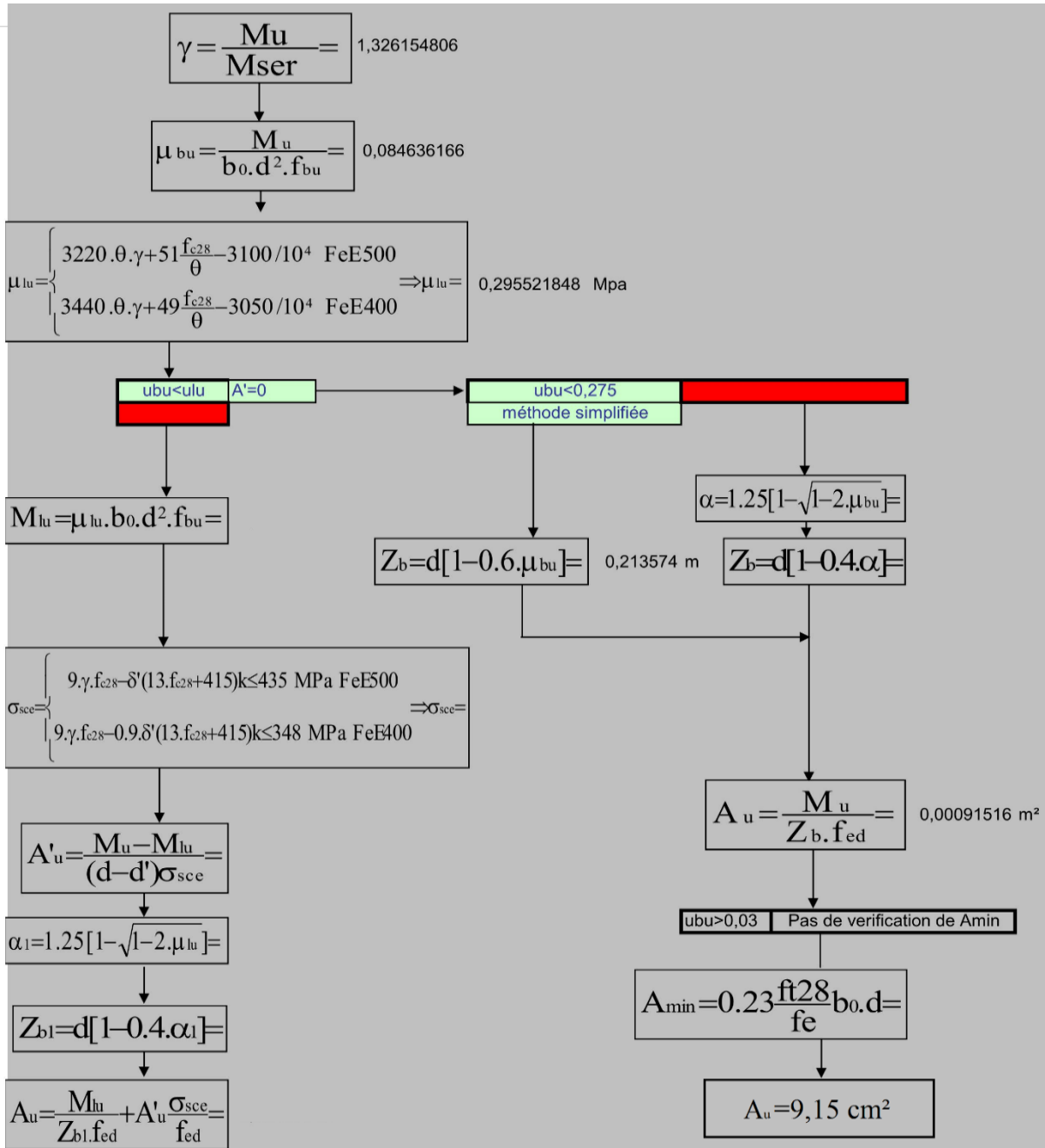
Annexe 5.4 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion transversale pour la fibre supérieure à ELS



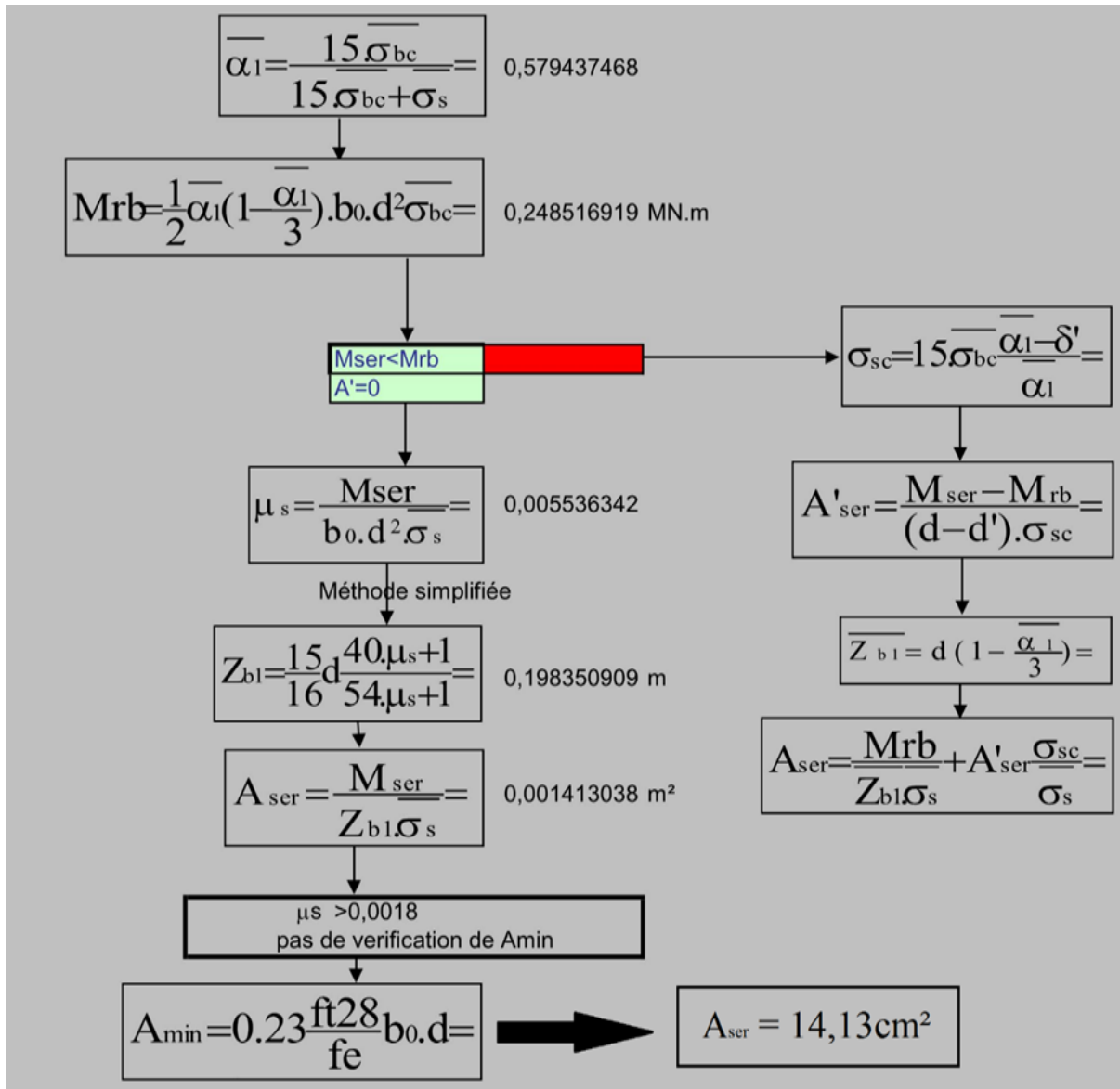
Annexe 5.5 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre inferieure à ELU



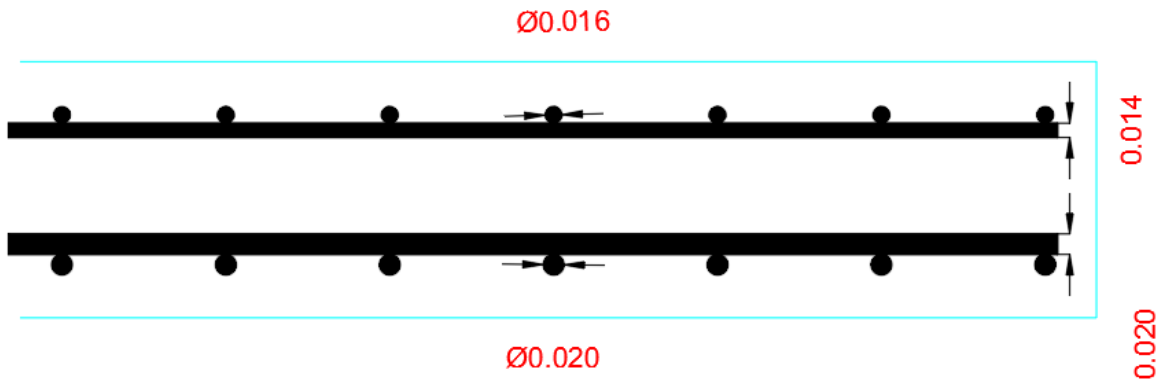
Annexe 5.6 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre inférieure à ELS



Annexe 5.7 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre sup\u00e9rieure \u00e0 ELU



Annexe 5.8 : Organigramme de calcul ferrailage sous la flexion longitudinale pour la fibre supérieure à ELS

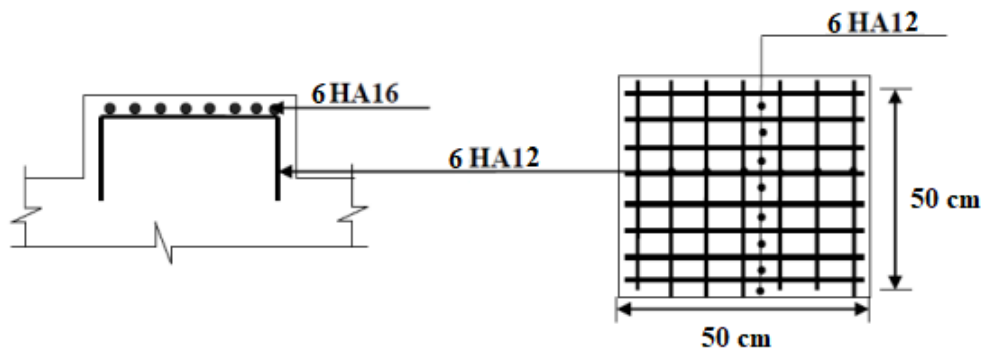


Annexe 5.9 : Ferrailage de la dalle

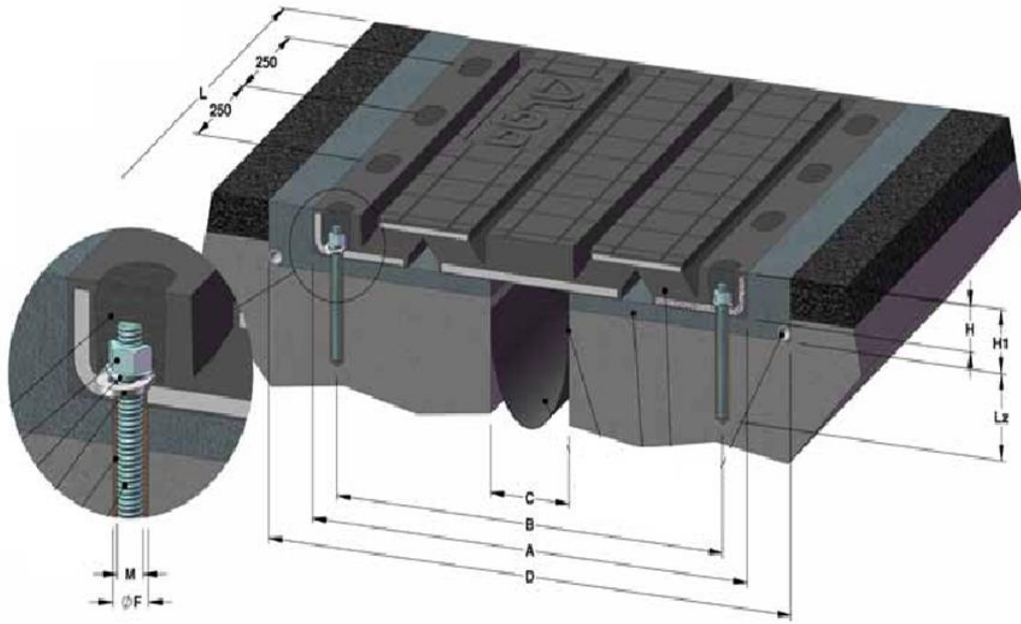
6. EQUIPEMENT DU PONT



Annexe 6.1 : Appareil d'appui en élastomère frette

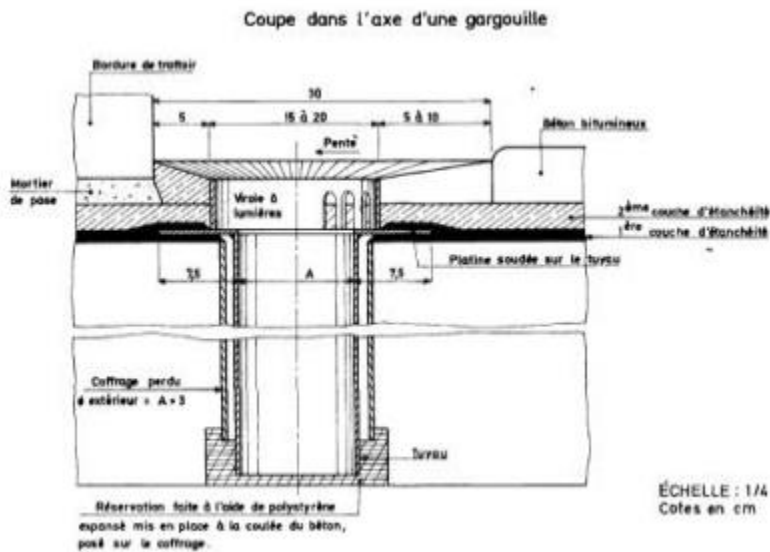


Annexe 6.2 : Ferrailage de dé d'appui

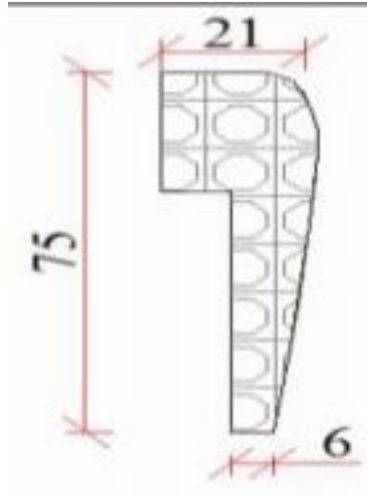


Giunto / Joint	Escursione longitudinale / Longitudinal movement	Escursione trasversale / Transversal movement	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso Weight (Kg/m)
TX140	±70	±70	590	500	80	750	2000	140	55	80	M16x200	18	83

Annexe 6.3 : Joint de chaussée pont TX140



Annexe 6.4 : Système d'évacuation des eaux.



Annexe 6.5 : Dimension de la corniche préfabriquée



Annexe 6.6 : Glissières de sécurité

7 . ETUDE SISMIQUE

<i>Piles</i>	$H_{moy} (m)$	$D (m)$	$L (m)$	<i>nombre des pièce</i>	$G(kN)$
<i>P1</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P2</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P3</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P4</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P5</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P6</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>P7</i>	5,15	1,20	/	3	145,61
<i>Chevêtre</i>	1,20	2,00	9,76	7,00	4099,2
Somme					5118,49

Annexe 7.1 : Poids propre des piles

<i>Piles</i>	$H_{moy} (m)$	$D(m)$	$I (m^4)$	n Fût	$k_{Fût}(MN/m)$
<i>P1</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P2</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P3</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P4</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P5</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P6</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21
<i>P7</i>	5,15	1,20	0,10	3	221,21

Annexe 7.2 : Rigidité longitudinale des futs de piles

<i>Piles</i>	$k_{Fût} (MN/m)$	$k_{appareil appui} (MN/m)$	n_A -Apps	$K_{appuis pile} (MN/m)$
<i>P1</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P2</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P3</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P4</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P5</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P6</i>	221,21	2,10	12	22,62
<i>P7</i>	221,21	2,10	12	22,62

Annexe 7.3 : Rigidité longitudinale des appareils d'appuis sur pile

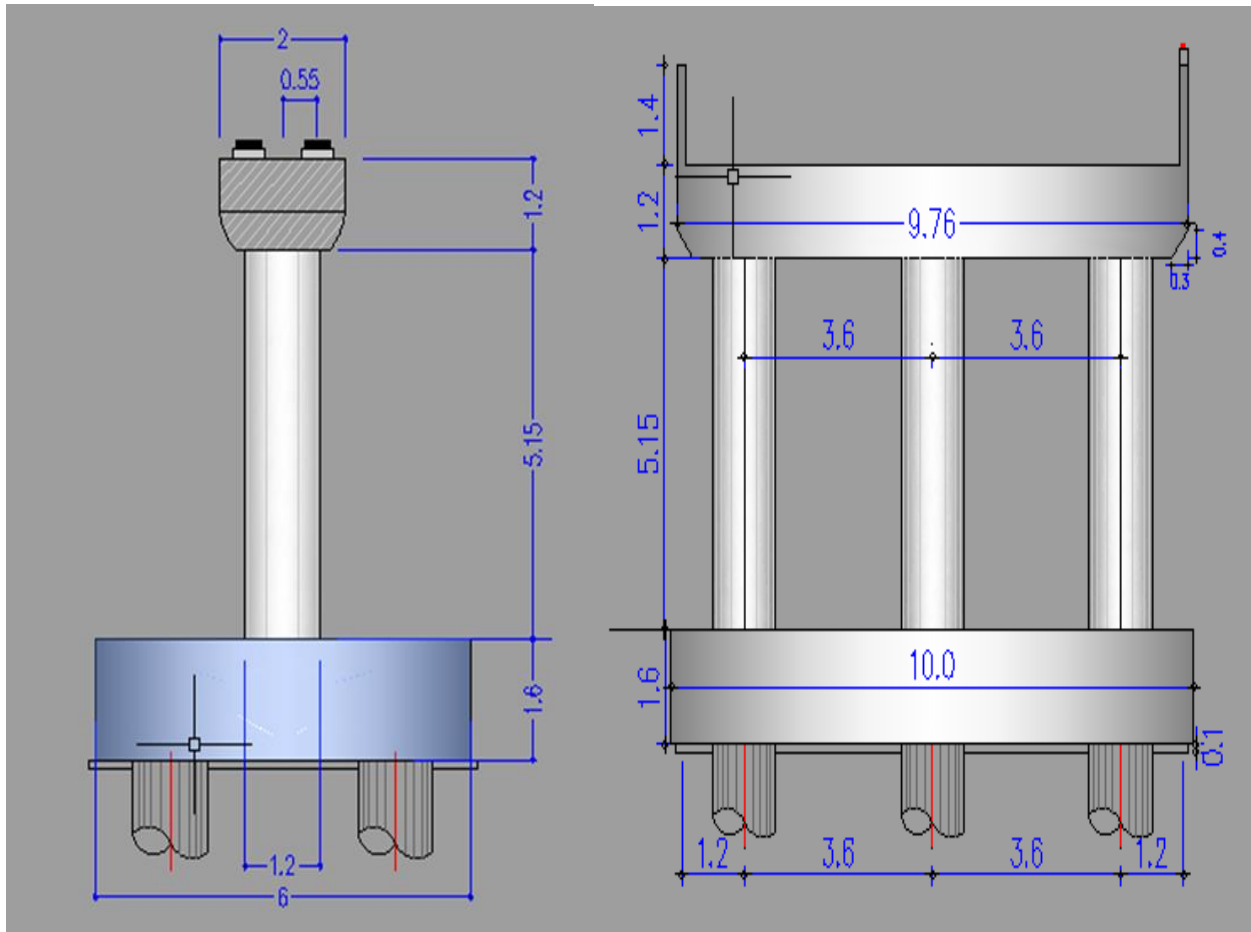
<i>Piles</i>	H_{moy} (m)	I (m ⁴)	$k_{Fût}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
<i>P1</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P2</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P3</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P4</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P5</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P6</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17
<i>P7</i>	5,15	29,63	21475,59	12	25,17

Annexe 7.4 : Rigidité Transversale Des Appareils D'appuis Sur Pile

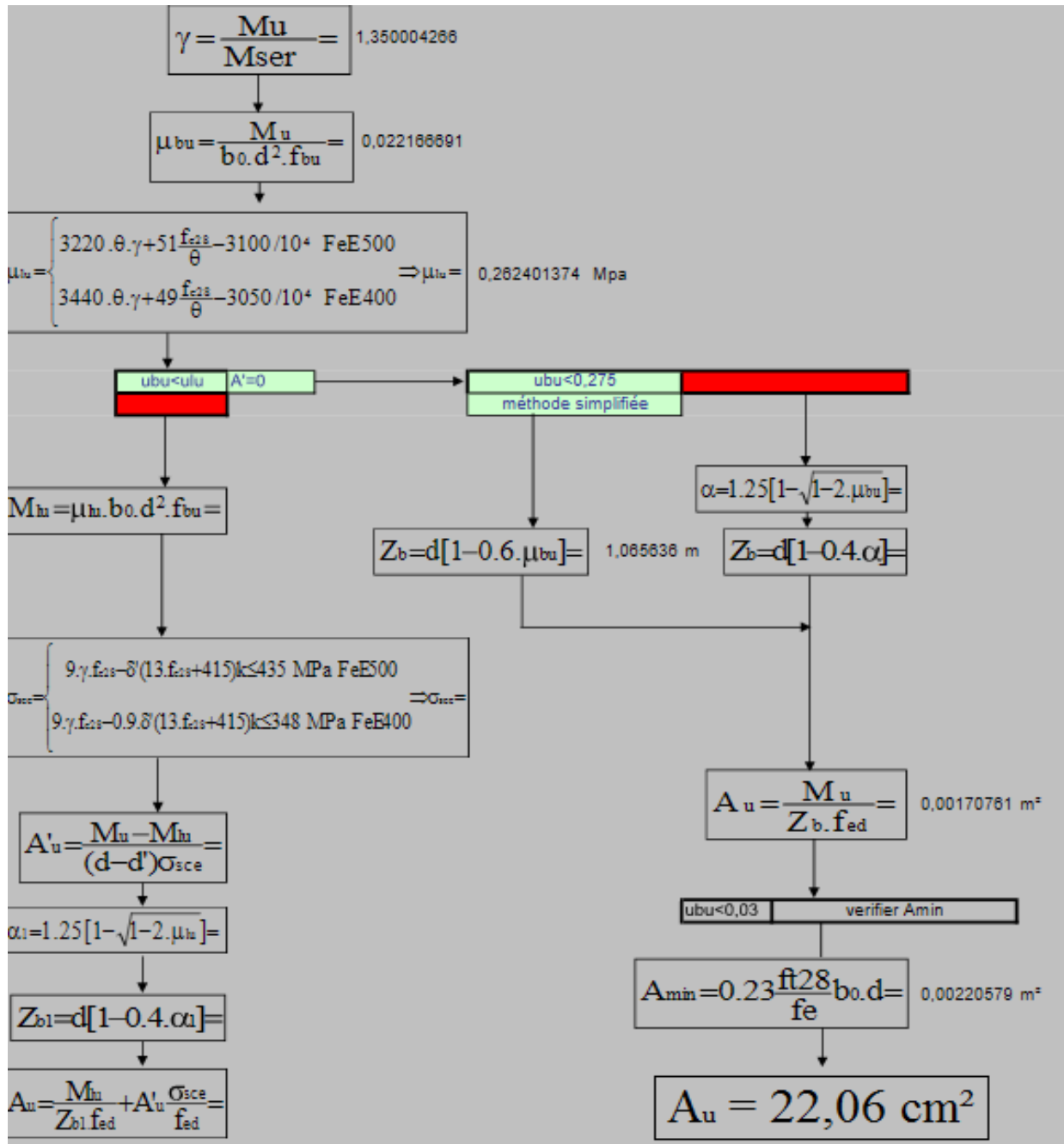
<i>Piles</i>	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	$F^T_{transversale}$ (kN)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (cm)
<i>C1</i>	12,60	201,39	8441,9	528,2	0,000
<i>P1</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P2</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P3</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P4</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P5</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P6</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>P7</i>	25,17	201,39	8441,9	1055,1	4,770
<i>C2</i>	12,60	201,39	8441,9	528,2	0,000
Somme				8441,9	

Annexe 7.5 : Répartition Des Efforts Transversale

8 . ETUDE DE LA PILE

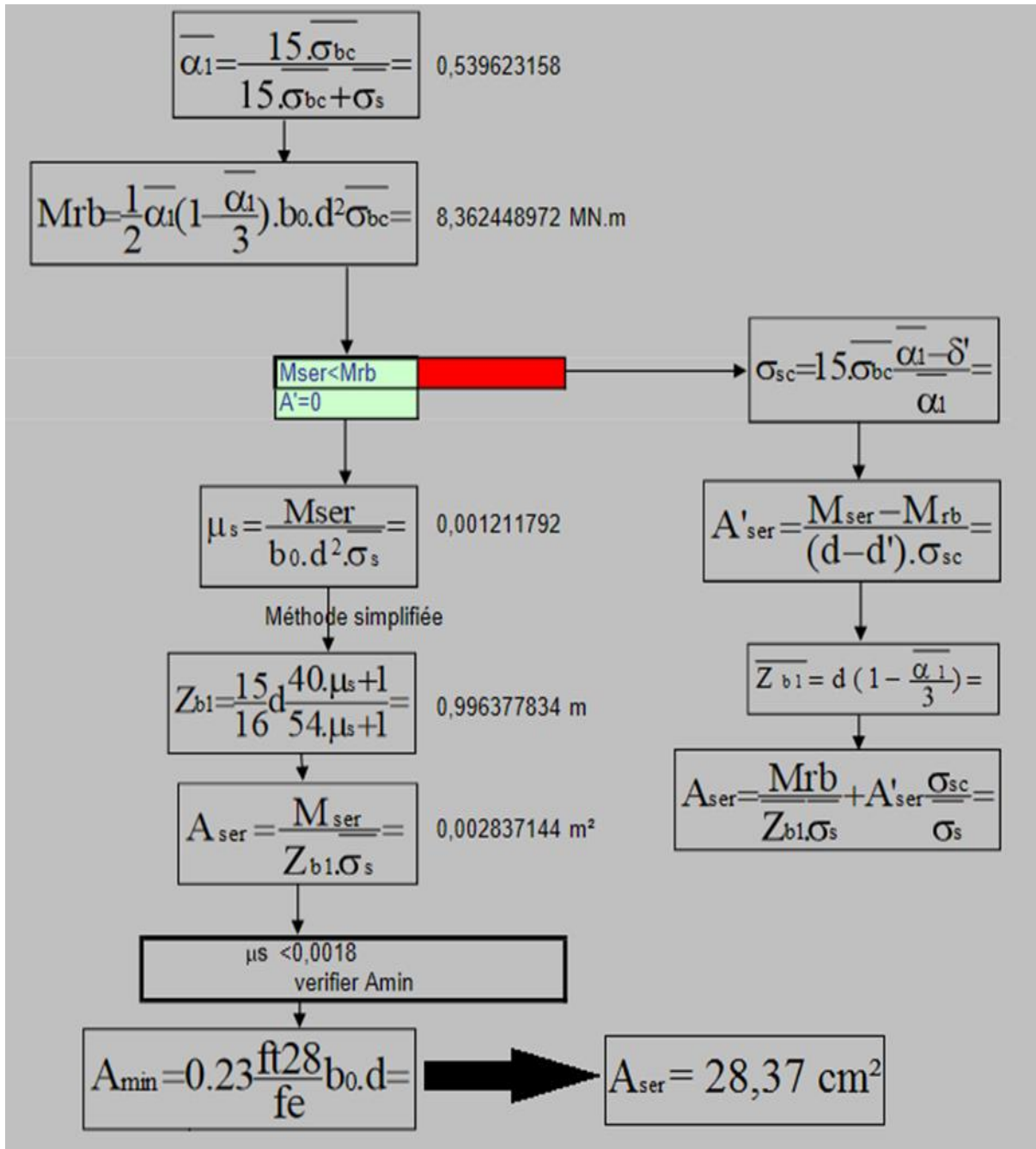


Annexe 8.1 : Dimension De La Pile



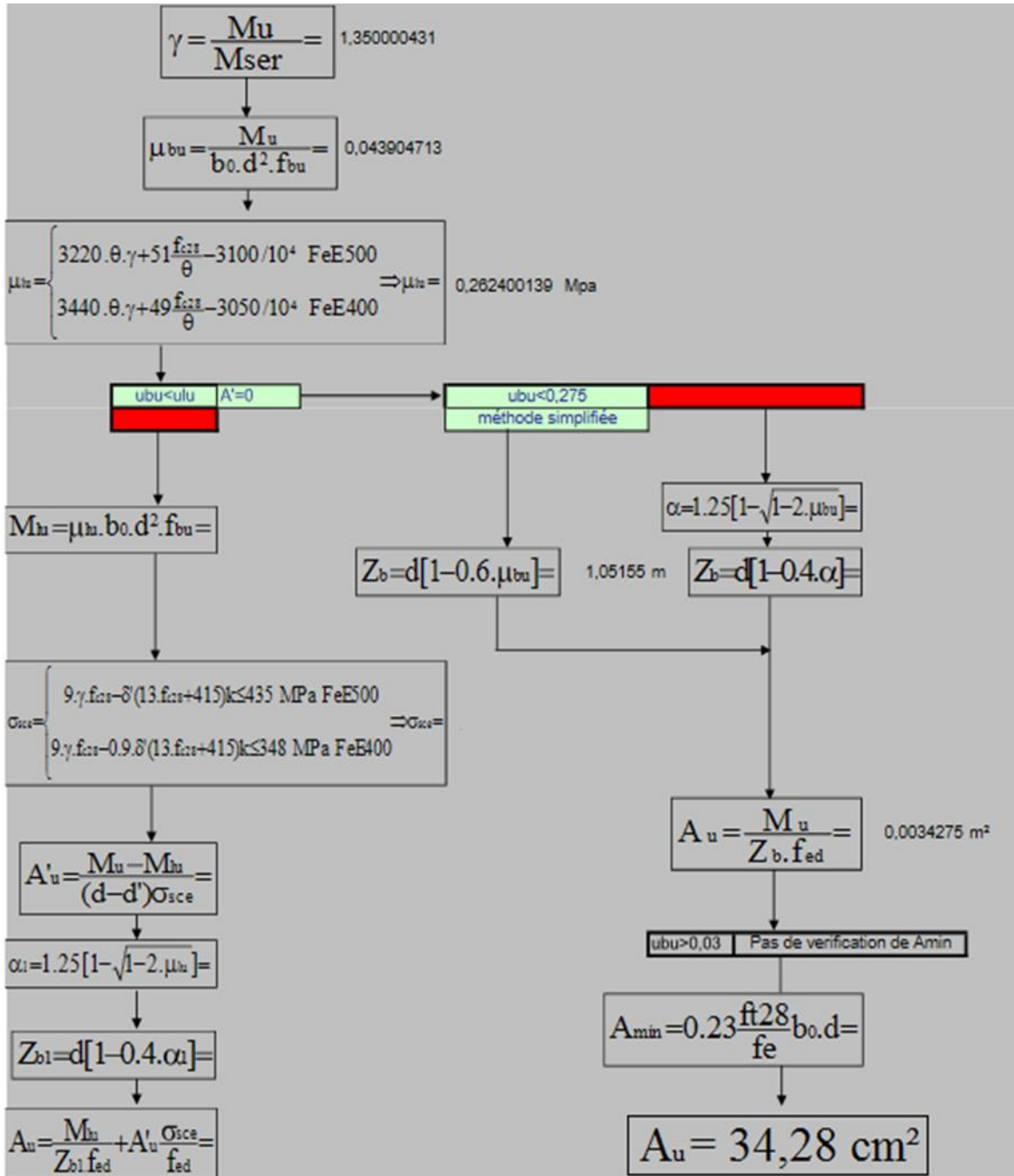
Annexe 8.2 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Inferieur a ELU

■ Nb : Une case rouge signifie qu'il y a une erreur quelque part dans les données ou que le chemin correspondant n'est pas vérifié



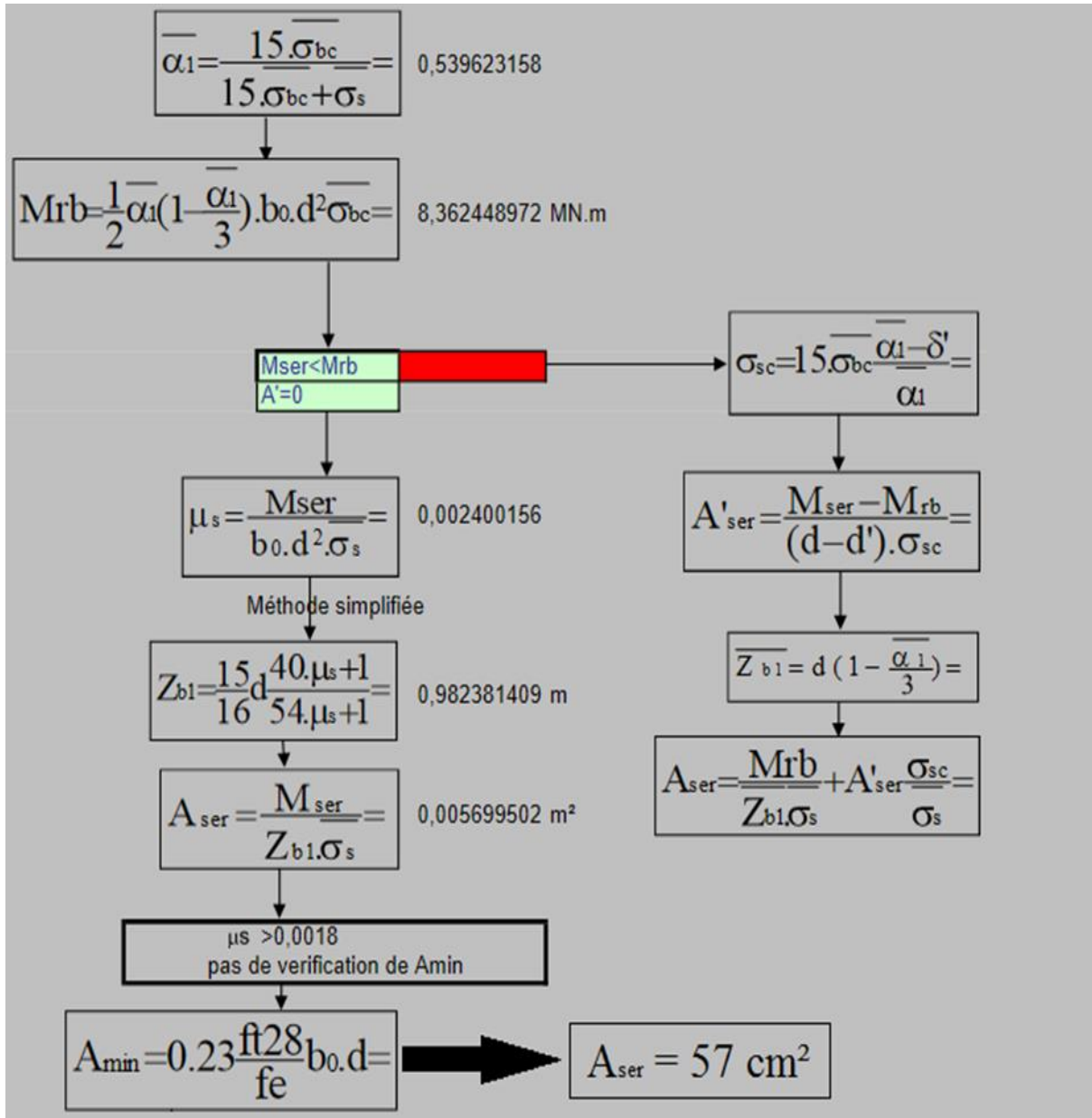
Annexe 8.3 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Inferieur a ELS

■ Nb : Une case rouge signifie qu'il y a une erreur quelque part dans les données ou que le chemin correspondant n'est pas vérifié

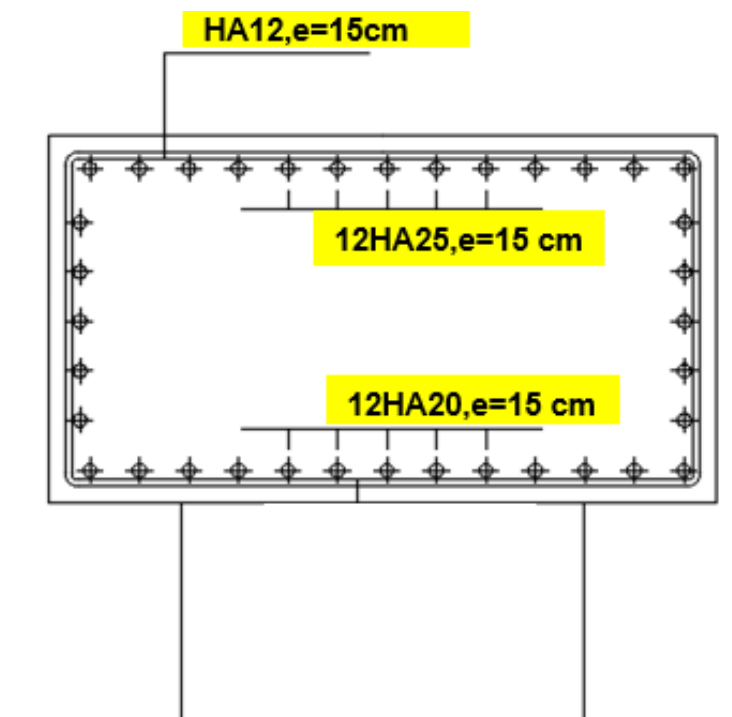


Annexe 8.4 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Supérieur a ELU

■ Nb : Une case rouge signifie qu'il y a une erreur quelque part dans les données ou que le chemin correspondant n'est pas vérifié



Annexe 8.5 : Organigramme De Calcul Ferrailage Sous La Flexion De La Chevêtre a La Fibre Supérieur a ELS



Annexe 8.6 : Ferrailage De La Chevêtre

	$N(kN)$	$H(kN)$	$MH(kN.m)$	$MV(kN.m)$	$M(kN.m)$
$G+0.6T$	7694.88	106.93	679.03	0.00	679.03
$G+1.2A_l+S_t+0.6T$	9722.11	175.48	1114.29	0.00	1114.29
$G+1.2B_c+S_t+0.6T$	9276.88	286.93	2257.29	0.00	2257.29
$G+M_{c120}+0.6T$	9050.88	106.93	679.03	0.00	679.03
$G+D_{240}+0.6T$	9791.17	106.93	679.03	0.00	679.03

Annexe 8.7 : Les Combinaisons a L'ELS (pour les futs)

	$N(kN)$	$H(kN)$	$MH(kN.m)$	$MV(kN.m)$	$M(kN.m)$
$1,35G+0.9T$	10388.09	147.77	938.34	0.00	938.34
$1.35G+1.6A_l+1.6S_t+0.9T$	13117.78	239.16	1518.69	0.00	1518.69
$1.35G+1.6B_c+1.6S_t+0.9T$	12524.13	387.77	2462.34	0.00	2462.34
$1.35G+1.35M_{c120}+0.9T$	13218.09	147.77	938.34	0.00	938.34
$1.35G+1.35D_{240}+0.9T$	10523.36	147.77	938.34	0.00	938.34

Annexe 8.8 : Les Combinaisons a L'ELU (pour les futs)

Annexe 8.9 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée de Fut

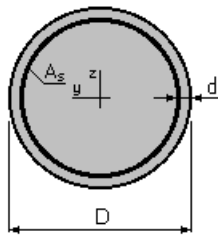
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

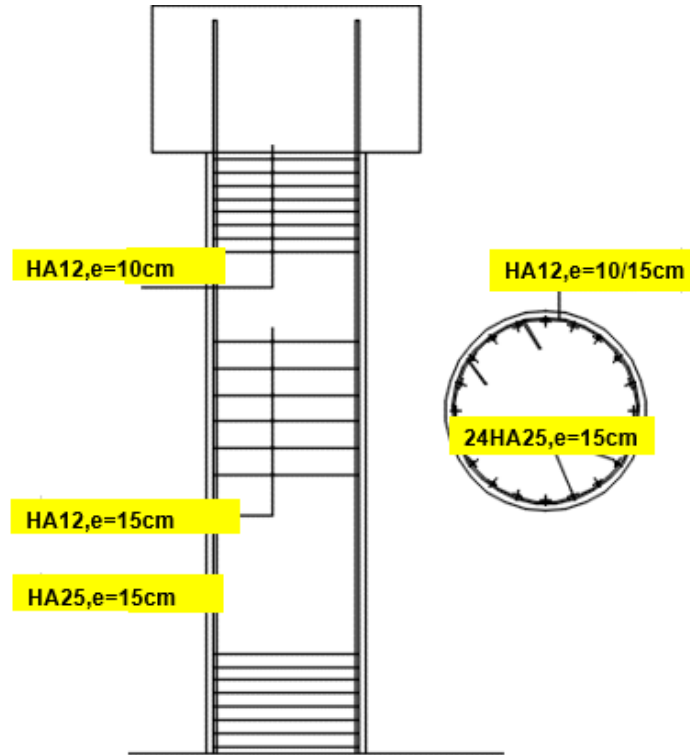
Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	12524.13	820.78	0.00
2.	ELS	9276.88	752.43	0.00
3.	ELA	2564.96	1817.56	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 29.2$ (cm²)



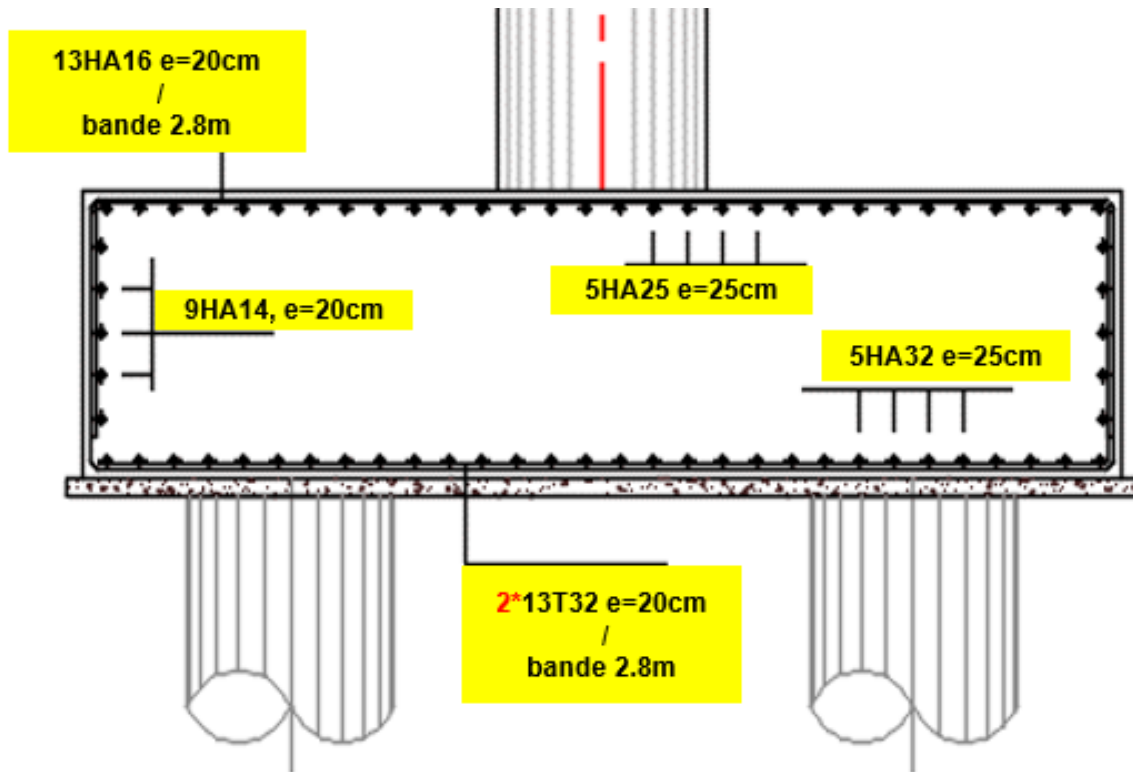
Annexe 8.10 : Ferrailage De Fut

	N(kN)	H(kN)	M _H (kN.m)	M _V (kN.m)	ΔM (kN.m)	1 ^{ère} file R _{max} (kN)	2 ^{ème} file R _{min} (kN)
1,35G	13628.09	147.77	1174.77	0.00	1174.77	2162.57	2380.12
1.35G+1.6A_l+1.6S_t+0.9T	16357.78	239.16	1901.35	0.00	1901.35	2550.25	2902.35
1.35G+1.6B_c+1.6S_t+0.9T	15764.13	387.77	3082.77	0.00	3082.77	2341.91	2912.80
1.35G+1.35M_{c120}+0.9T	16458.09	147.77	1174.77	0.00	1174.77	2634.24	2851.79
1.35G+1.35D₂₄₀+0.9T	13763.36	147.77	1174.77	0.00	1174.77	2185.12	2402.67

Annexe 8.11 : : Les Réaction à L'ELU

	N(kN)	H(kN)	M _H (kN.m)	M _V (kN.m)	ΔM (kN.m)	1 ^{ère} file R _{max} (kN)	2 ^{ème} file R _{min} (kN)
G+0.6T	10094.88	106.93	850.12	0.00	850.12	1603.76	1761.19
G+1.2A_l+St+0.6T	12122.11	175.48	1395.05	0.00	1395.05	1891.18	2149.52
G+1.2B_c+St+0.6T	11676.88	286.93	2826.05	0.00	2826.05	1684.47	2207.82
G+Mc120+0.6T	11450.88	106.93	850.12	0.00	850.12	1829.76	1987.19
G+D240+0.6T	12191.17	106.93	850.12	0.00	850.12	1953.15	2110.58

Annexe 8.12 : Les Réaction à L'ELS



Annexe 8.13 : Ferrailage De La Semelle

Annexe 8.14 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Pour Les Pieux De La Pile

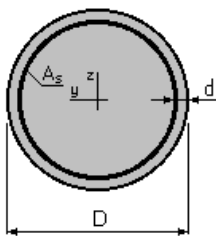
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

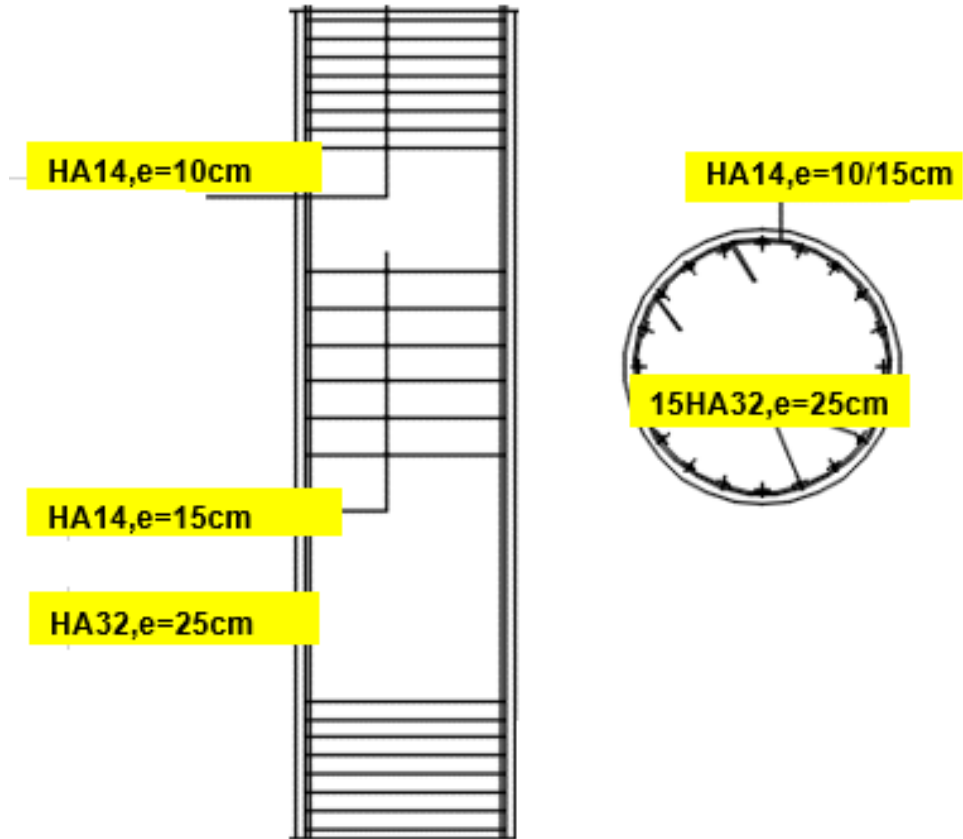
Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2185.12	219.43	0.00
2.	ELS	1648.47	162.37	0.00
3.	ELA	613.35	674.06	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

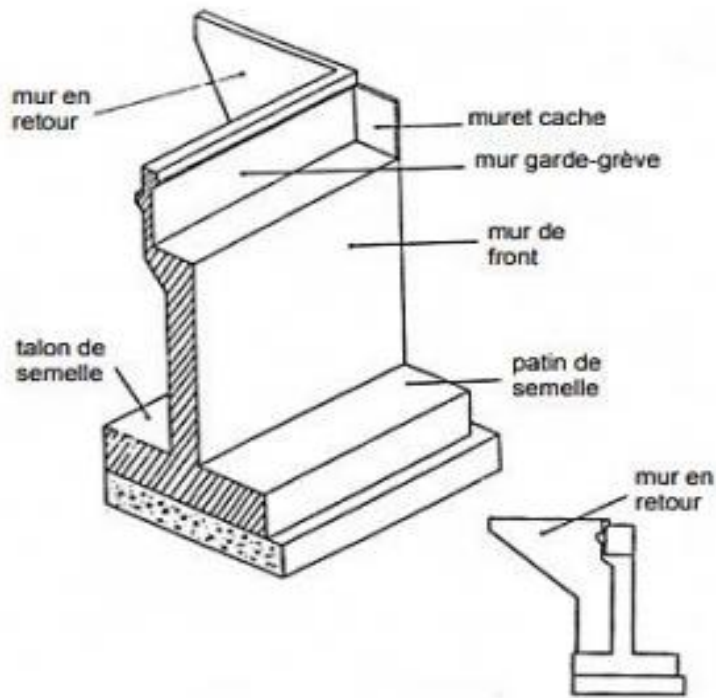
Section théorique

$A_s = 22.6$ (cm²)

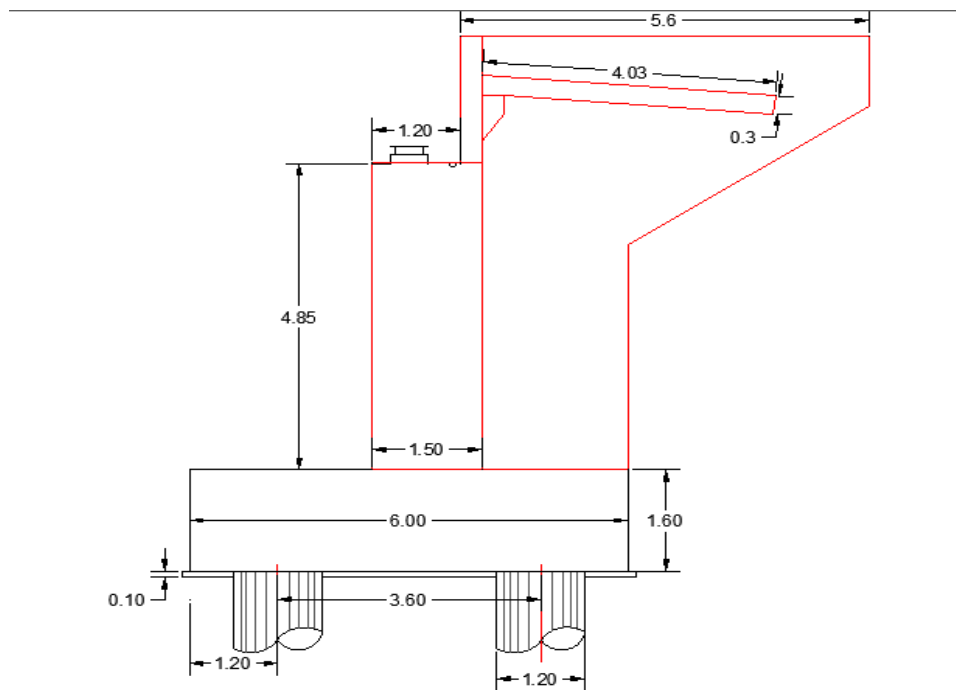


Annexe 8.15 : Ferrailage Des Pieux De la Pile

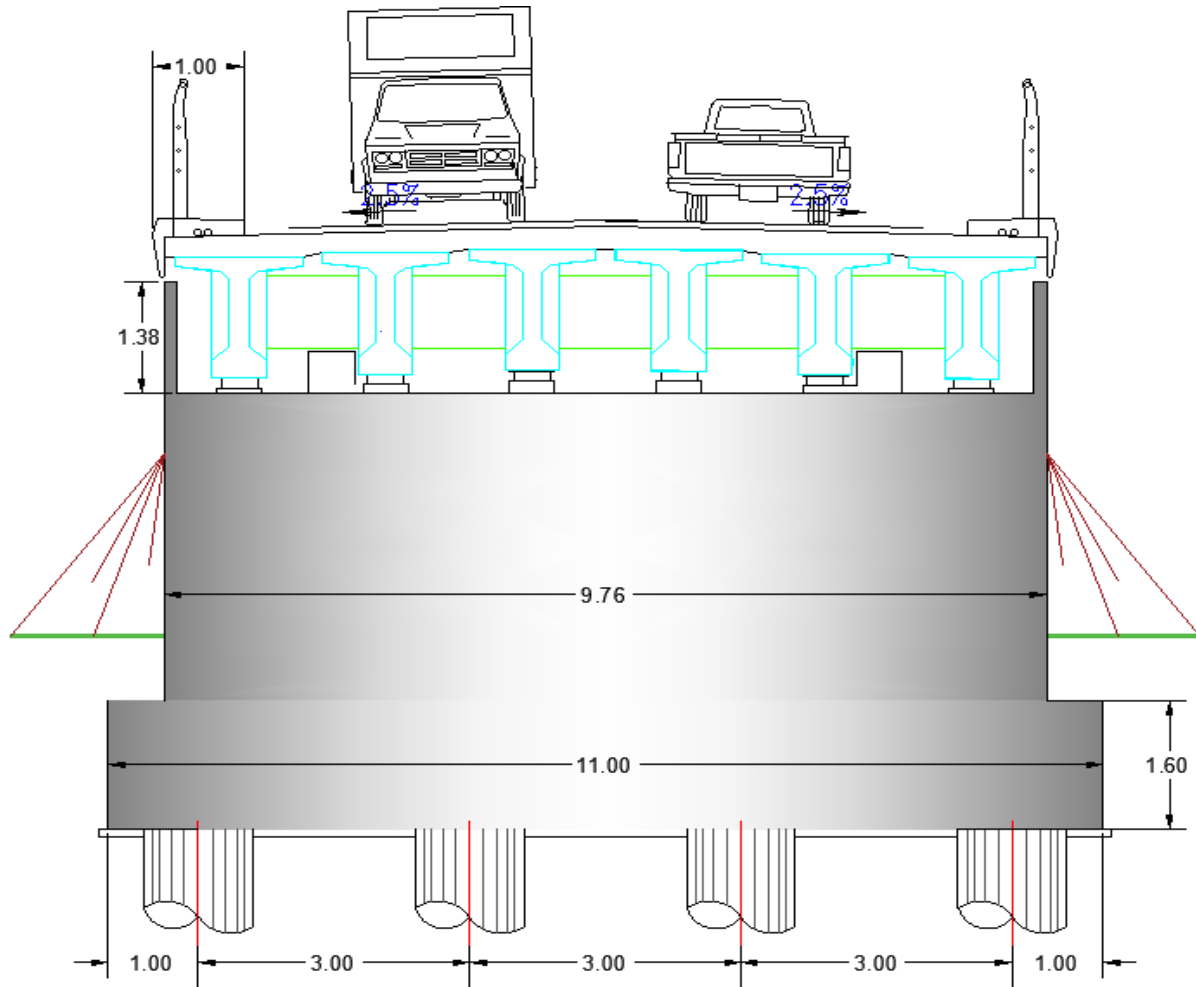
9 . ETUDE DE LA CULEE



Annexe 9.1 : Les Eléments De Culée



Annexe 9.2 : Démontions De Culée Profil En Long



Annexe 9.3 : Démontions De Culée Profil En Travers

LES ANNEXES

Désignation	N (KN)	H (KN)	$Y_{FV}(x/o)$	$Y_{FH}(y/o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
<i>Semelle</i>	2640.00	/	0.00	0.80	0.00	/
<i>Mur F</i>	4326.12	/	0.26	4.55	1124.79	/
<i>DDT</i>	253.31	/	1.15	7.52	291.30	/
<i>Mur en R</i>	581.25	/	2.96	5.09	1720.50	/
<i>Corbeau</i>	32.85	/	1.14	8.31	37.45	/
<i>MGG</i>	148.84	/	0.87	5.86	129.49	/
<i>Mur cache</i>	12.6	/	0.11	8.22	1.39	/
<i>Poids des Terres Amou</i>	2374.66	/	2.01	5.42	4773.07	/
<i>Poussée des Terres</i>	/	2967.12	/	3.18	/	-9425.55
<i>Poussée Surcharge 10kN/m²</i>	/	144.66	/	1.99	/	-288.23
<i>poids surcharge</i>	97.6	/	2.00	/	195.2	/
Moment Renversant : (-)			Moment Stabilisant : (+)			

Annexe 9.4 : Les Moments Stabilisants Et Les Moments Renversants Dus Au Poids Propres

P_{perm}			F_h			F_v		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
13693.25	99.36	7330.44	0	5602.66	19328.75	466.07	/	363.45
13693.25	99.36	7330.44	0	5346.50	18530.79	466.07	/	363.45
13693.25	99.36	7330.44	0	5602.66	19328.75	466.07	/	363.45
13693.25	99.36	7330.44	0	5346.50	18530.79	466.07	/	363.45

Annexe 9.5 : Récapitulatif De Tous Les Efforts

	<i>N (KN)</i>	<i>H (KN)</i>	<i>Y_{FV}(x/o)</i>	<i>Y_{FH}(y/o)</i>	<i>M_{FV/o}</i>	<i>M_{FH/o}</i>
<i>Mur F</i>	4326.12	/	/	2.95	/	/
<i>DDT</i>	253.305	/	0.9	6.98	227.9745	/
<i>Corbeau</i>	32.85	/	0.88	6.71	28.908	/
<i>MGG</i>	148.84	/	0.6	6.92	89.304	/
<i>poids des terres sur DDT</i>	260.172	/	0.9	6.98	234.1548	/
<i>Poussée des terres</i>	/	1644.352	/	1.80	/	2959.834
<i>Poussée Surcharge 10kN/m²</i>	/	229.8186	/	2.7	/	620.5102
<i>Poids des surcharges</i>	97.6	/	1.75	/	170.8	/
M Renversant : (-)			M Stabilisant : (+)			

Annexe 9.6 : Evaluation Des Efforts Dus Au Poids Propre Sur Mur Frontal

	<i>N (KN)</i>	<i>H (KN)</i>	<i>Y_{FV}(x/o)</i>	<i>Y_{FH}(y/o)</i>	<i>M_{FV/o}</i>	<i>M_{FH/o}</i>
<i>R_g</i>	3336.22	/	-0.25	/	-834.06	/
<i>R(AI)</i>	1195.83	/	-0.25	/	-298.96	/
<i>R_{b_c}</i>	1115.77	/	-0.25	/	-278.94	/
<i>RMc120</i>	1090.28	/	-0.25	/	-272.57	/
<i>RD240</i>	1748.15	/	-0.25	/	-437.04	/
<i>RST</i>	50.10	/	-0.25	/	-12.53	/
<i>H_{f+r}</i>	/	84.20	/	-6.18	/	-520.35
<i>HT[•]</i>	/	37.89	/	-6.18	/	-234.16
<i>Frein Al</i>	/	57.12	/	-6.18	/	-353.01
<i>Frein Bc</i>	/	150.00	/	-6.18	/	-927.00

Annexe 9.7 : Evaluation Des Efforts Dus Au Tablier Sur Mur Frontal

Annexe 9.8 : Calcul de Section en Flexion Composée pour Mur Frontal

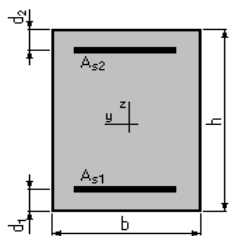
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul en poutre
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (N)	M (kN*m)
1.	ELU	1136.02	508.72
2.	ELS	868.30	306.85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 31.0$ (cm²)

Annexe 9.9 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur garde grève

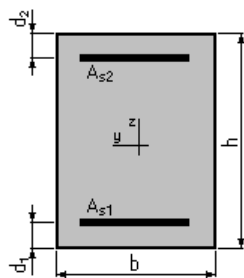
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	153.29	0.00
Etat Limite de Service	114.87	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 21.1$ (cm²)

Annexe 9.10 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Dalle De Transition

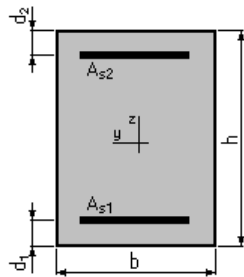
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	92.36	0.00
Etat Limite de Service	70.22	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16.1$ (cm²)

Annexe 9.11 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Courbe

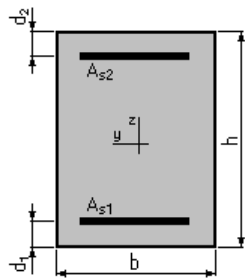
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.5$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

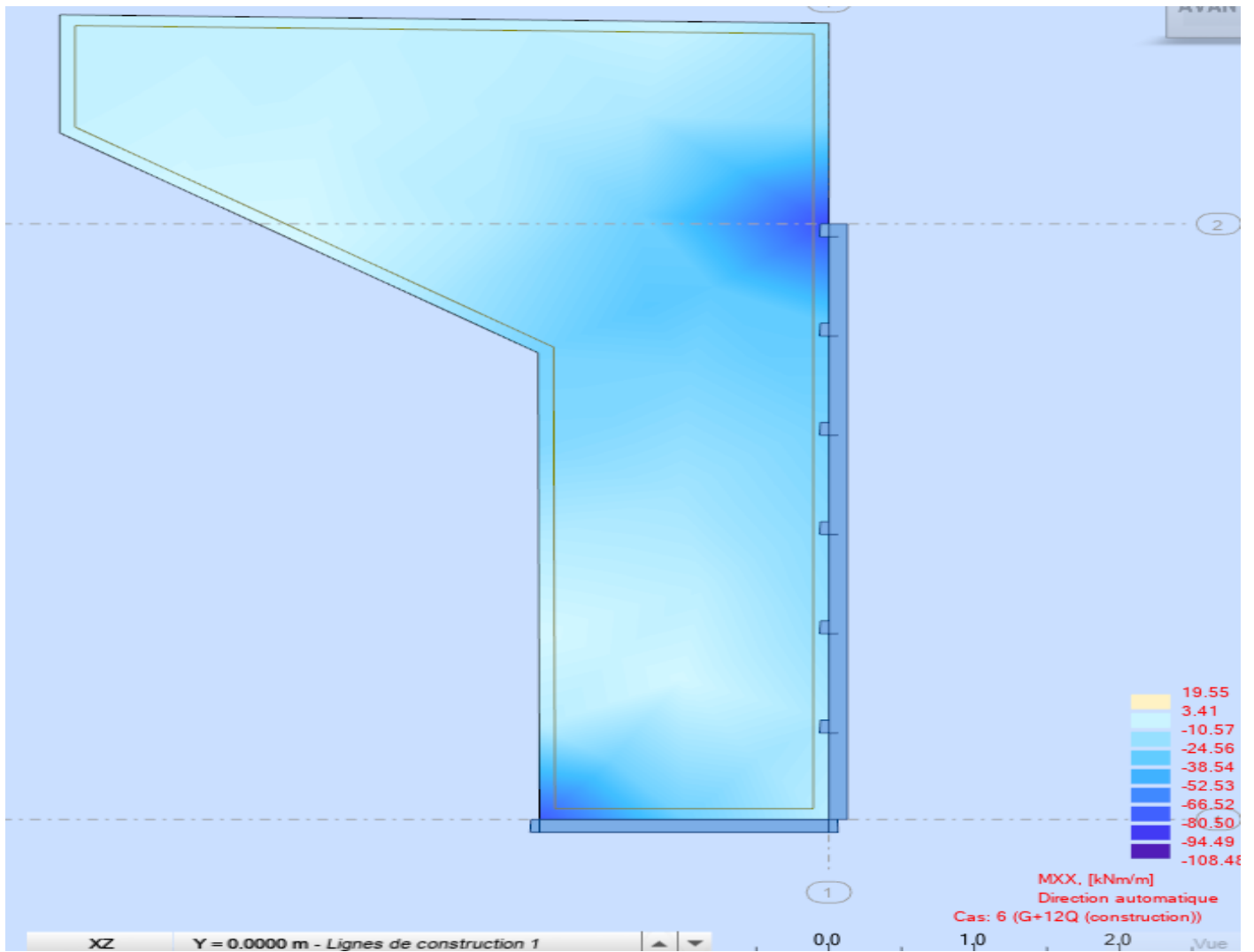
3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	201.33	0.00
Etat Limite de Service	149.77	0.00

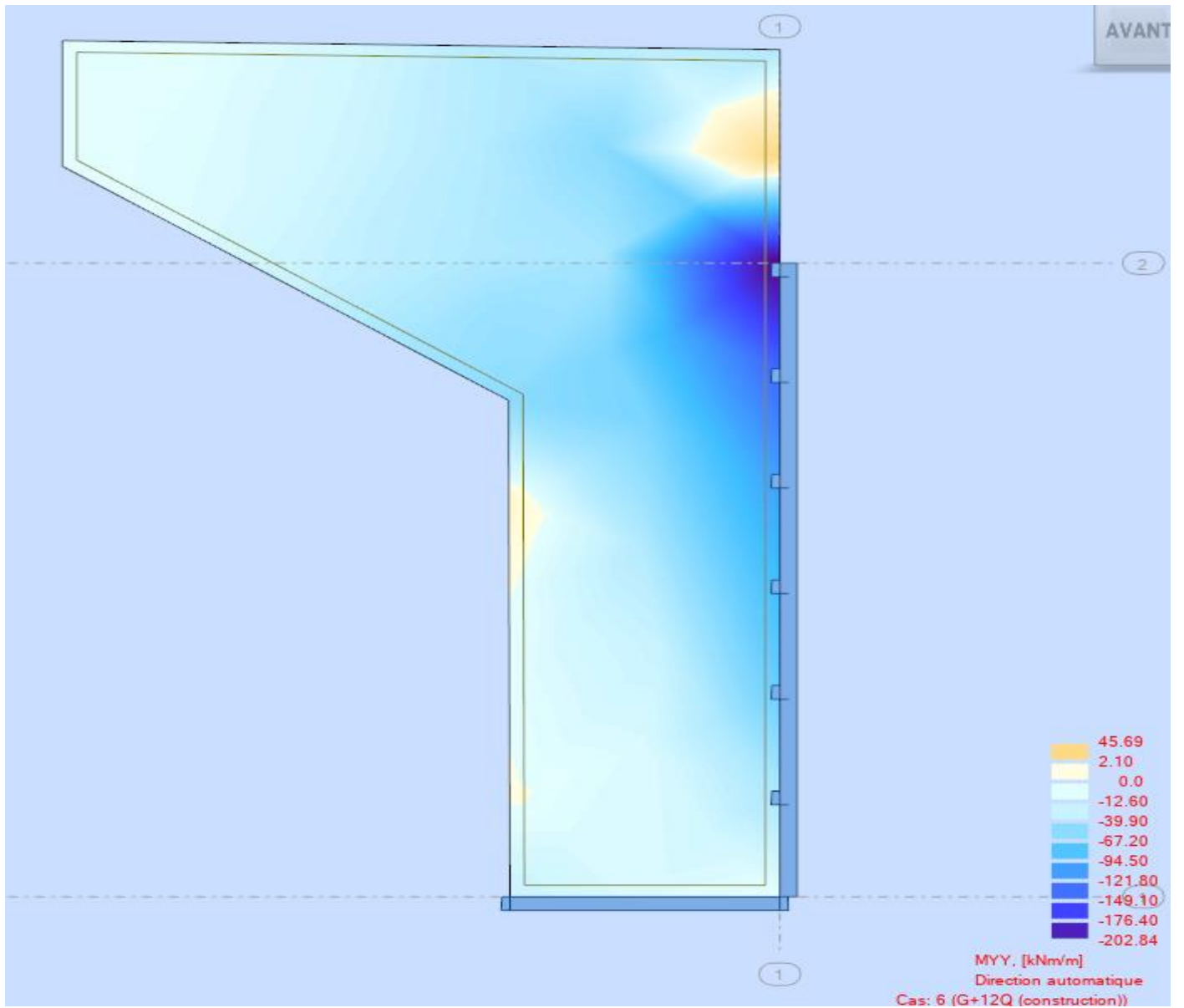
4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14.4$ (cm²)



Annexe 9.12 : Moment Flexion Du Mur En Retour M_{xx}



Annexe 9.13 : Moment Flexion Du Mur En Retour M_{YY}

Annexe 9.14 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur en Retour Selon YY

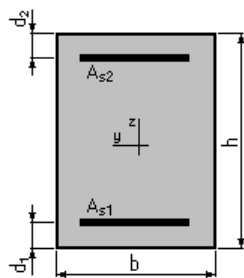
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	225.67	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22.4$ (cm²)

Annexe 9.15 : Calcul de Section en Flexion Simple Pour Mur en Retour Selon XX

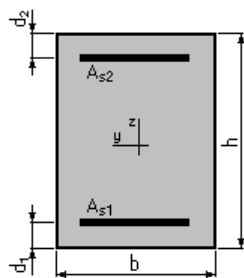
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	108.44	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10.4$ (cm²)

Annexe 9.16 : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Pour Les Pieux De La Culée

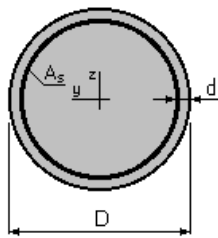
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

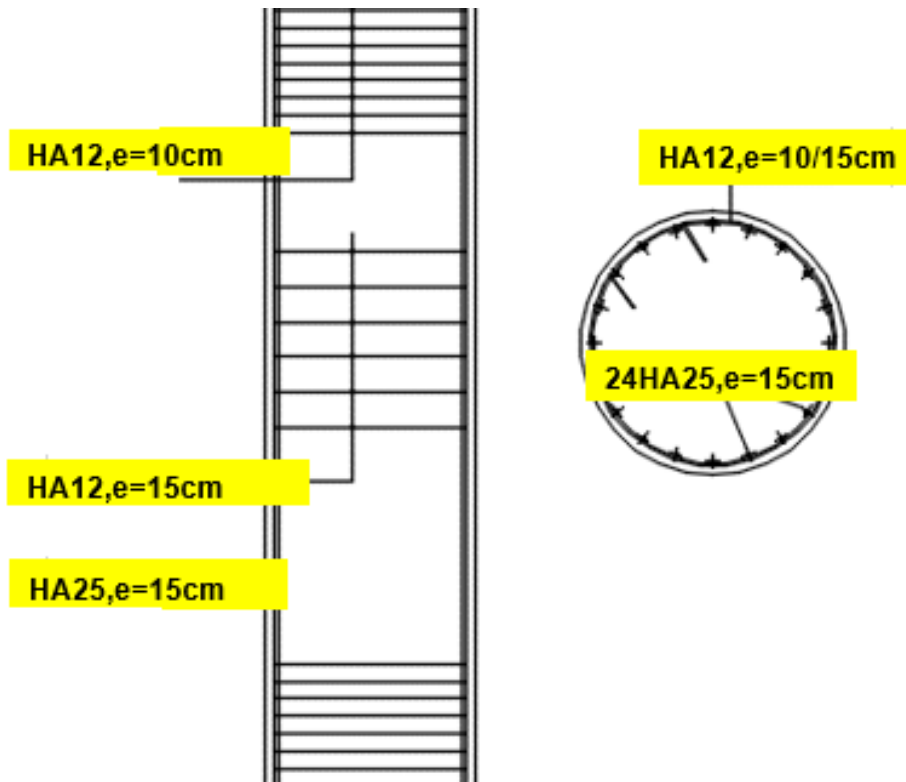
3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (N)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2.23	-438.62	0.00
2.	ELS	1.66	-324.88	0.00

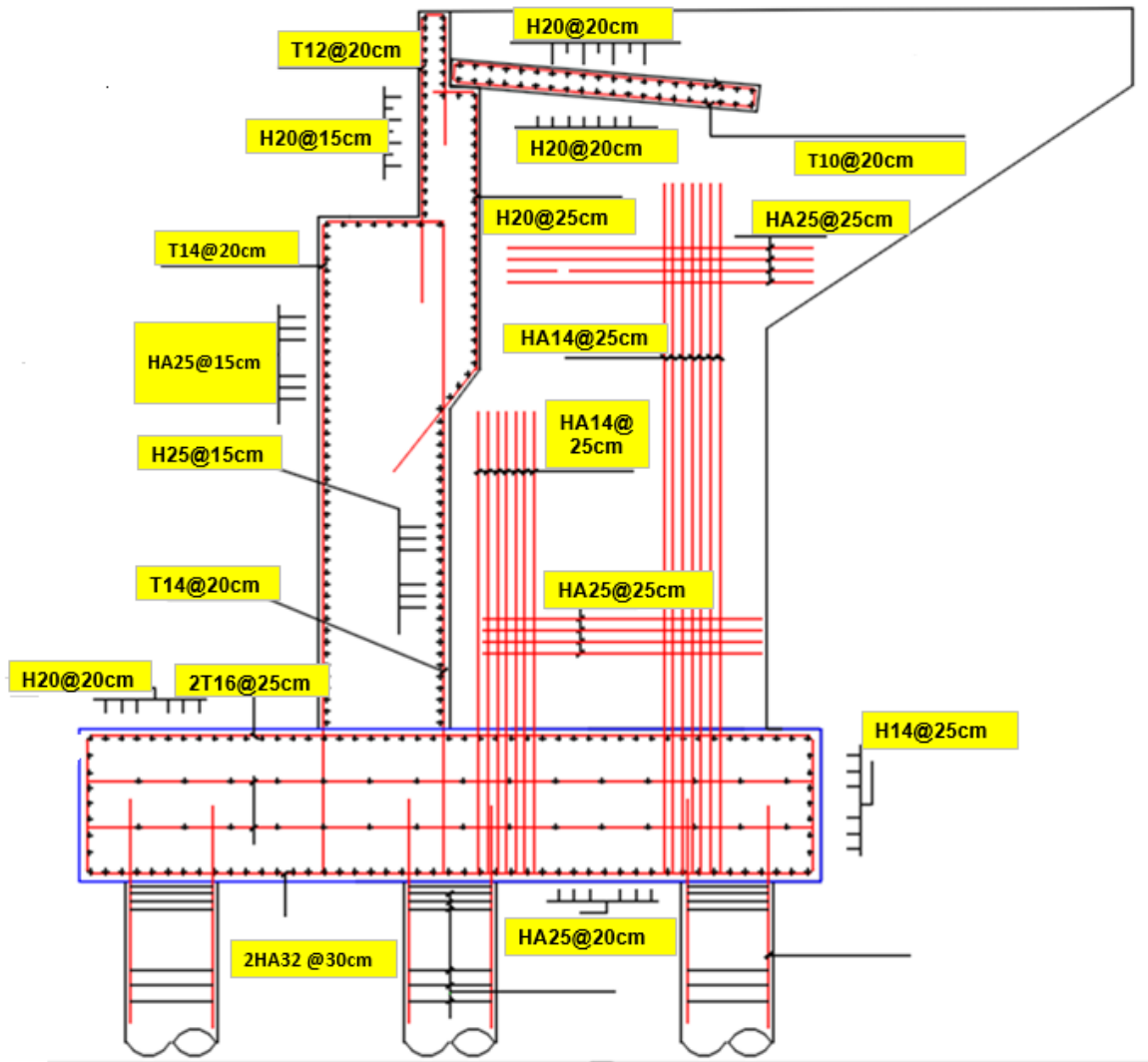
4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 36.3$ (cm²)



Annexe 9.17 : Ferrailage Des Eléments De La Culée



Annexe 9.18 : Ferrailage Des Eléments De La Culée