

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Parasismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

**ETUDE DU TABLIER D'UN PONT CONSTRUIT PAR
ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS : ECHANGEUR
DES QUATRE CHEMINS - BEJAIA**

Réalisé par :

Lyes LALAMI
Samir HARRAOUNINE

Encadré par :

Mme D. CHERID
Mme H. MOHABBEDINE

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Président	M. A.BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme. D.CHERID	MAA	ENP
Promotrice	Mme. H.MOHABBEDINE	MAA	ENP
Examineur	M. S.LAKEHAL	MAA	ENP
Examineur	M. B.K.BENAZZOUZ	MCB	ENP

ENP 2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Parasismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

**ETUDE DU TABLIER D'UN PONT CONSTRUIT PAR
ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS : ECHANGEUR
DES QUATRE CHEMINS - BEJAIA**

Réalisé par :

Lyes LALAMI

Samir HARRAOUNINE

Encadré par :

Mme D. CHERID

Mme H. MOHABBEDINE

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Président	M. A.BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme. D.CHERID	MAA	ENP
Promotrice	Mme. H.MOHABBEDINE	MAA	ENP
Examineur	M. S.LAKEHAL	MAA	ENP
Examineur	M. B.K.BENAZZOUZ	MCB	ENP

ENP 2017

DEDICACES

A mes chers parents, pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements ;

A mes frères, Idris et Nafaa ;

A mes grands-parents ;

A tafrouxt-izw pour sa gentillesse, son aide, et ses encouragements ;

A mon binôme Samir ;

A tous mes amis et camarades ;

A toute ma famille ;

En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

Lyes

DEDICACES

A mes chers parents, qui ont œuvré à la réussite de mes études,

par leur soutien, leur amour et leurs précieux conseils ;

A mes frères, qui m'ont assisté durant mes études et m'ont servi d'exemple ;

A ma sœur, qui a toujours cru en moi et n'a jamais cessé de m'encourager ;

A mes neveux et nièces, qui illuminent mes journées ;

A mes grands-parents ;

A mes belles-sœurs et mon beau-frère ;

A Niwiw, qui a toujours été là pour moi ;

A mon binôme Lyes ;

A tous mes amis ;

A toute ma famille ;

A ceux que j'ai de plus chers.

*Je dédie ce mémoire en témoignage de mon grand amour, mes sincères
reconnaisances et ma gratitude infinie.*

Samir

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience pour mener à bien ce projet de fin d'études.

En second lieu nous tenons à remercier nos chers parents de nous avoir offert tout ce dont nous avons besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans notre vie.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos promotrices Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE de nous avoir accordé leur confiance et accepté de diriger ce mémoire.

Nous remercions les membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique et spécialement, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, par leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Sans oublier tout le personnel de l'ENGOA, particulièrement, M K.BIREM pour sa disponibilité et sa patience durant tout notre stage.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة سطح جسر مصنوع بالخرسانة المضغوطة، مبني بتقنية التتابع المتتالي باستخدام شرائح مسبقة الصنع، والواقع في ولاية بجاية.

الجسر يمتد بطول 220,5 متر، يتكون من خمسة مقاطع، حيث ثلاث مقاطع وسطية بطول 52,3 متر، وجانبية بطول 31,2 متر. يبلغ عرض الجسر 7 أمتار.

تمت محاكاة المنشأ بواسطة البرنامج "Robot Structural Analysis".

كلمات البحث: جسر، التتابع المتتالي، خرسانة مضغوطة.

Abstract

The aim of this work is to study the roadway of a prestressed concrete bridge constructed by successive corbelling with prefabricated segments, located in Bejaia city.

The bridge extends over a length of 220.5 meters, consisting of five spans including three intermediate spans of 52.3 meters and shore spans of 31.2 meters. Its width is 7m.

The roadway was modeled using the "Robot Structural Analysis software".

Keywords: bridge, successive corbelled construction, prestressed concrete.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec voussoirs préfabriqués, situé dans la wilaya de Béjaïa.

Le pont s'étend sur une longueur de 220,5 mètres constitué de 5 travées dont trois travées intermédiaires de 52,3 mètres de portée et des travées de rive de 31,2 mètres. Sa largeur est de 7m.

La modélisation du tablier a été faite à l'aide du logiciel "Robot Structural Analysis".

Mots-clés : pont, encorbellements successifs, béton précontraint.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE 16

I. GENERALITES

I.1. INTRODUCTION 18

I.2. DEFINITIONS DES PRINCIPALES PARTIES D'UN PONT 18

I.3. PRESENTATION DU PROJET « ECHANGEUR DES QUATRES CHEMINS »..... 19

I.4. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 19

I.4.1. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE L'OUVRAGE 19

I.5. DONNEES FONCTIONNELLES 20

I.5.1. TRACE EN PLAN 20

I.5.2. PROFIL EN LONG..... 21

I.5.3. PROFIL EN TRAVERS 21

I.6. DONNEES NATURELLES 22

I.6.1. DONNEES SISMOLOGIQUES 22

I.6.2. DONNEES GEOTECHNIQUES 22

I.7. DONNEES CLIMATIQUES..... 22

I.7.1. TEMPERATURE..... 22

I.7.2. VENT 23

I.7.3. DONNEES GEOLOGIQUES 23

I.7.4. DONNEES HYDROGEOLOGIQUES 23

I.8. CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS 23

I.8.1. PRESENTATION DU PROCEDE 23

I.8.2. DOMAINE D'EMPLOI..... 23

I.8.3. INTERETS DE LA TECHNOLOGIE..... 24

I.9. CONCLUSION 24

II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1. INTRODUCTION..... 26

II.2. LE BETON..... 26

II.2.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION 26

II.2.2. RESISTANCE A LA TRACTION	27
II.2.3. CONTRAINTES AUX LIMITES.....	27
II.2.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALES	28
II.2.5. DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION.....	28
II.2.6. POIDS VOLUMIQUE.....	29
II.2.7. COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE	29
II.2.8. COEFFICIENT DE POISSON	29
II.3. LES ACIERS.....	29
II.3.1. ARMATURES PASSIVES.....	29
II.3.2. ARMATURES ACTIVES.....	31
II.4. CONCLUSION	32

III. PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION	34
III.2. SCHEMA STATIQUE LONGITUDINAL	34
III.2.1. REPARTITION DES TRAVEES.....	34
III.2.2. ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS.....	35
III.2.3. CONDITIONS D'APPUI.....	35
III.3. CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE.....	35
III.3.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE	36
III.3.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SECTIONS	39
III.4. DECOUPAGE DES VOUSOIRS	40
III.5. CONCLUSION.....	41

IV. CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION	43
IV.2. CARACTERISTIQUES DU PONT	43
IV.2.1. LARGEUR ROULABLE	43
IV.2.2. LARGEUR CHARGEABLE	43
IV.2.3. NOMBRE DE VOIES.....	43
IV.2.4. LARGEUR DE VOIE.....	44
IV.2.5. CLASSE DU PONT	44
IV.3. CLASSIFICATION DES ACTIONS.....	44
IV.3.1. ACTIONS HORS TRAFIC	45
IV.3.2. ACTIONS DUES AU TRAFIC	48

IV.4. COMBINAISONS DE CHARGES.....	59
IV.5. MODELISATION.....	60
IV.6. CONCLUSION.....	60

V. STABILITE DES FLEAUX

V.1. INTRODUCTION.....	62
V.2. DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES FLEAUX.....	62
V.2.1. CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE.....	62
V.2.2. PALEES PROVISOIRES.....	62
V.2.3. CABLES EXTERIEURS OU HAUBANAGE PROVISOIRE.....	62
V.3. ACTIONS A PRENDRE EN COMPTE.....	62
V.3.1. CHARGES PERMANENTES.....	63
V.3.2. CHARGES VARIABLES D'EXECUTION.....	63
V.3.3. EFFET DU VENT.....	63
V.3.4. ACTIONS ACCIDENTELLES.....	64
V.3.5. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	64
V.4. COMBINAISONS D'ACTION.....	65
V.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES.....	68
V.6. CONCLUSION.....	69

VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION.....	71
VI.2. CABLAGE DE L'OUVRAGE.....	71
VI.3. CABLES DE FLEAU.....	72
VI.3.1. GENERALITES.....	72
VI.3.2. DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU.....	72
VI.4. CABLES DE CONTINUITE.....	82
VI.4.1. GENERALITES.....	82
VI.4.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE.....	82
VI.4.3. CABLES DE CONTINUITE SUPERIEURS.....	83
VI.4.4. CABLES DE CONTINUITE INFERIEURS.....	86
VI.5. PERTE DE PRECONTRAINTE.....	95
VI.5.1. PERTES INSTANTANEEES.....	95
VI.5.2. PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES.....	101
VI.5.3. DETERMINATION DES PERTES DE TENSION TOTALES.....	105

VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	107
VI.6.1. LIMITATION DES CONTRAINTES	108
VI.6.2. CALCUL DES CONTRAINTES.....	108
VI.7. CONCLUSION.....	111

VII. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.1. INTRODUCTION.....	113
VII.2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS.....	113
VII.2.1. EN CONSTRUCTION	114
VII.2.2. EN EXPLOITATION.....	115
VII.2.3. FORCE DE PRECONTRAINTE	115
VII.2.4. EFFORT TRANCHANT REDUIT.....	116
VII.3. CISAILLEMENTS	116
VII.3.1. CALCUL DES CONTRAINTES	117
VII.4. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE SERVICE.....	118
VII.5. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES ULTIMES	120
VII.5.1. JUSTIFICATION DU BÉTON.....	120
VII.5.2. JUSTIFICATION DES ARMATURES.....	120
VII.6. CONCLUSION	121

VIII. ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1. INTRODUCTION	123
VIII.2. ZONES DE JUSTIFICATIONS	123
VIII.3. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS	124
VIII.4. MODELISATION	124
VIII.4.1. CHARGES PERMANENTES.....	125
VIII.4.2. CHARGES DUES AU TRAFIC	126
VIII.4.3. EFFORTS ET COMBINAISONS	126
VIII.4.4. RESULTATS DE L'ANALYSE	127
VIII.5. FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE	128
VIII.5.1. FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE	128
VIII.5.2. FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE.....	129
VIII.5.3. CONCLUSION.....	130

IX. JOINT DE CHAUSSEE

IX.1. INTRODUCTION	132
IX.2. JOINT DE CHAUSSEE	132
IX.3. LE SOUFFLE	132
IX.3.1. COMPOSANTES DU SOUFFLE	133
IX.3.2. DETERMINATION DU SOUFFLE	134
IX.4. CONCLUSION	144

X. APPAREIL D'APPUI

X.1. INTRODUCTION	146
X.2. APPAREILS D'APPUI	146
X.3. CARACTERISTIQUES DES APPAREILS D'APPUI	147
X.3.1. DIMENSIONS GEOMETRIQUES	147
X.3.2. CARACTERISTIQUES DE L'ELASTOMERE	148
X.3.3. CARACTERISTIQUES DES FRETTEES	148
X.4. COMPORTEMENT DES APPAREILS D'APPUI	148
X.4.1. COMPORTEMENT SOUS EFFORT NORMAL	148
X.4.2. COMPORTEMENT SOUS EFFORT HORIZONTAL	150
X.4.3. COMPORTEMENT SOUS UNE ROTATION D'AXE HORIZONTAL	150
X.5. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI	151
X.5.1. PRINCIPES	151
X.5.2. PARAMETRES NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT	152
X.5.3. DIMENSIONNEMENT	153
X.6. CONCLUSION	160
CONCLUSION GENERALE	162
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	164
ANNEXE	166

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU à 28 j.....	27
Tableau II.2. Contrainte limite à l'ELS.....	31
Tableau II.3. Caractéristiques du toron <i>T15S</i>	32
Tableau III.1. Caractéristiques mécaniques des sections.....	40
Tableau IV.1. Classification des ponts [2].....	44
Tableau IV.2. Valeurs des actions permanentes.....	47
Tableau IV.3. Valeurs du gradient thermique [2].....	48
Tableau IV.4. Coefficients a_1 [2].....	49
Tableau IV.5. Valeurs de l_0 en fonction de la classe du pont [2].....	50
Tableau IV.6. Valeurs des charges $A(L)$	51
Tableau IV.7. Valeurs des coefficients b_c [2].....	53
Tableau IV.8. Valeurs de b_t [2].....	54
Tableau IV.9. Charges permanentes des travées [2].....	57
Tableau IV.10. Valeurs des coefficients de majoration dynamique (δ).....	57
Tableau IV.11. Les différentes combinaisons en phase de service [2].....	59
Tableau V.1. Moment renversant et stabilisant pour les phases de construction.....	64
Tableau V.2. Effort normal sur l'appui pour les phases de construction.....	65
Tableau V.3. Moment renversant sous combinaisons pour les phases de construction.....	67
Tableau V.4. Effort normal sur l'appui sous combinaisons pour les phases de construction.....	67
Tableau V.5. Excentricité de la résultante des efforts M/N	68
Tableau VI.1. Moments fléchissant du demi-fléau.....	74
Tableau VI.2. Détermination du nombre de câbles de fléau.....	76
Tableau VI.3. Répartition des câbles de fléau.....	76
Tableau VI.4. Equation du tracé des câbles en élévation.....	80
Tableau VI.5. Points de passage des câbles.....	82
Tableau VI.6. Moments fléchissant minimum et maximum dans les travées intermédiaires.....	83
Tableau VI.7. Détermination du nombre de câbles de continuité sur pile.....	85
Tableau VI.8. Moments fléchissant totaux dans les travées intermédiaires.....	88
Tableau VI.9. Détermination du nombre de câbles inférieurs dans les travées intermédiaires.....	89
Tableau VI.10. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires.....	90

Tableau VI.11. Moments fléchissant minimum et maximum dans les travées de rive ...	91
Tableau VI.12. Moments fléchissant totaux dans les travées de rive.....	92
Tableau VI.13. Détermination du nombre de câbles inférieurs dans les travées de rive	93
Tableau VI.14. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive	94
Tableau VI.15. Pertes de tension par frottement des câbles de fléau (en <i>MPa</i>)	97
Tableau VI.16. Paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage.....	98
Tableau VI.17. Pertes dues au recul d'ancrage des câbles de fléau (en <i>MPa</i>).....	99
Tableau VI.18. Pertes dues à la non simultanée des mises en tension des câbles de fléau	101
Tableau VI.19. Pertes dues au retrait	102
Tableau VI.20. Pertes de tension dues au fluage.....	103
Tableau VI.21. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers	104
Tableau VI.22. Somme des pertes instantanées.....	105
Tableau VI.23. Somme des pertes différées	106
Tableau VI.24. Pertes de tension totales	107
Tableau VI.25. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{min}	109
Tableau VI.26. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{max}	109
Tableau VI.27. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{min}	110
Tableau VI.28. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{max}	111
Tableau VII.1. Efforts tranchants en construction.....	114
Tableau VII.2. Efforts tranchants en exploitation.....	115
Tableau VII.3. Vérification de l'effort tranchant en construction	118
Tableau VII.4. Vérification de l'effort tranchant en exploitation à vide	119
Tableau VII.5. Vérification de l'effort tranchant en exploitation en charge	119
Tableau VII.6. Justification des armatures à l'ELU	121
Tableau VIII.1. Valeurs et zones d'application des charges permanentes	125
Tableau VIII.2. Valeurs et zones d'application des surcharges d'exploitation	126
Tableau VIII.3. Combinaisons de charges appliquées.....	126
Tableau VIII.4. Efforts dans les sections soumises à la flexion simple	127
Tableau VIII.5. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée	128
Tableau VIII.6. Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion simple	129

Tableau VIII.7. Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion simple	129
Tableau VIII.8. Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion composée	130
Tableau VIII.9. Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion composée...	130
Tableau IX.1. Valeurs de $\Delta Te, min$ et $\Delta Te, max$ [13]	135
Tableau IX.2. Valeurs de k_h [11]	137
Tableau IX.3. Caractéristiques de résistance du béton [11]	138
Tableau IX.4. Déformation due au fluage	139
Tableau IX.5. Valeurs des coefficients d'ajustement [12]	140
Tableau IX.6. Tableau récapitulatif des déplacements	142
Tableau IX.7. Calcul du souffle à l'ELS et à l'ELU	142
Tableau X.1. Synthèse des vérifications à effectuer	151
Tableau X.2. Efforts et déformations pour un seul appareil d'appui de la pile 2.....	152
Tableau X.3. Déplacement horizontal total et surface réduite pour les différents cas de charge.....	155

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Vue d'ensemble du projet.....	19
Figure I.2. Vue en 3D du pont 03.....	20
Figure I.3. Tracé en plan.....	20
Figure I.4. Profil en long.....	21
Figure I.5. Profil en travers.....	21
Figure II.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	22
Figure II.1. Résistance aux jeunes âges d'un béton normal.....	26
Figure II.2. Diagramme parabole rectangle contrainte-déformation du béton.....	28
Figure II.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	30
Figure II.4. Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte.....	31
Figure III.1. Distribution des portées.....	34
Figure III.2. Paramètres de prédimensionnement de la section transversale.....	36
Figure III.3. Prédimensionnement des goussets supérieurs et inférieurs.....	38
Figure III.4. Prédimensionnement des sections.....	39
Figure IV.1. Actions permanentes.....	45
Figure IV.2. Dimensions de la longrine.....	46
Figure IV.3. Dimensions de la corniche.....	46
Figure IV.4. Numérotation des travées chargées pour le calcul de $A(L)$	50
Figure IV.5. Disposition longitudinale et transversale des camions B_c	52
Figure IV.6. Dimensions du système B_r	53
Figure IV.7. Caractéristiques du système B_t	54
Figure IV.8. Caractéristiques du système M_c120 [2].....	55
Figure IV.9. Caractéristiques du système $D240$ [2].....	56
Figure IV.10. Vue de la modélisation du tablier en 3D.....	60
Figure V.1. Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages préfabriqués.....	66
Figure V.2. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués.....	66
Figure V.3. Mise en place des palées provisoires.....	69
Figure VI.1. Actions appliquées sur un demi-fléau.....	73
Figure VI.2. Répartition des câbles de fléau.....	77
Figure VI.3. Points de passage des câbles de fléau.....	77
Figure VI.4. Tracé des câbles en élévation.....	79

Figure VI.5. Courbe de l'équation du tracé.....	81
Figure VI.6. Répartition des câbles de fléau (câbles de continuité supérieurs)	86
Figure VI.7. Bossage pour l'ancrage des câbles inférieurs.....	86
Figure VI.8. Disposition des câbles de fléau et des câbles de clavage	87
Figure VI.9. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires	90
Figure VI.10. Disposition des câbles de fléau et des câbles de clavage dans les travées de rive	92
Figure VI.11. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive ..	94
Figure VI.12. Position relative du câble et de la gaine.....	95
Figure VI.13. Schéma de contraintes dues aux efforts appliqués sur la section transversale	107
Figure VII.1. Sections considérées pour le calcul	113
Figure VII.2. Effort de précontrainte	116
Figure VIII.1. Sections à justifier.....	123
Figure VIII.2. Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot Structural Analysis	124
Figure VIII.3. Zones d'application des charges permanentes.....	125
Figure VIII.4. Allure du moment fléchissant dans la section transversale	127
Figure IX.1. Description du souffle [14]	132
Figure IX.2. Décomposition du souffle [14]	133
Figure IX.3. Composantes du souffle [14]	133
Figure IX.4. Etendue de température pour le calcul du souffle [14].....	135
Figure IX.5. Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi (\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales [11]	139
Figure IX.6. Rotations d'about d'un ouvrage.....	141
Figure IX.7. Domaine d'emploi des différentes familles de joint.....	143
Figure X.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui [15].....	147
Figure X.2. Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal [15]	148
Figure X.3. Surface réduite sous l'effet des déformations horizontales [15].....	149
Figure X.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal [15].....	150
Figure X.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal [15] ...	150
Figure X.6. Coupe en 3D de l'appareil d'appui dimensionné	159

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Il fait partie de la famille des ouvrages d'art.

Mais, un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art ; il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Ce niveau d'exigence est garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique (BAEL, BPEL, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, etc.).

La démarche de construction d'un pont suppose, de la part de l'Ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas possibles lors de l'exécution, et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Le présent mémoire détaille l'étude du tablier d'un pont de 220,5m de portée réalisé en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec des voussoirs préfabriqués, situé dans la wilaya de Bejaïa. Pour ce faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et du procédé de construction par encorbellements successifs.

Le deuxième chapitre comporte la présentation des matériaux utilisés pour la réalisation du pont.

Le troisième chapitre comprend le prédimensionnement de la section transversale du pont ainsi que les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage à étudier.

Le quatrième chapitre est dédié aux différents systèmes de charges et de surcharges appliqués sur le pont.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du fléau lors de son exécution.

Le sixième, septième et huitième chapitre sont consacrés à l'étude de la précontrainte de l'ouvrage, à la vérification de l'effort tranchant et à l'étude transversale pour la détermination des armatures passives.

Le neuvième et dixième chapitre présentent respectivement l'étude des joints de chaussée et le dimensionnement des appareils d'appui.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude, cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs et le profil en long. Le recueil des données naturelles est également une étape essentielle du projet.

Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions seront détaillées dans ce présent chapitre.

I.2. DEFINITIONS DES PRINCIPALES PARTIES D'UN PONT

Un pont se compose principalement des parties suivantes :

- **Tablier**

Plateforme horizontale supportant la voie de circulation et comportant essentiellement des dalles. Le tablier comporte aussi des équipements nécessaires à son utilisation : les gardes corps, les dispositifs de retenue, les trottoirs, les corniches, etc. Les deux faces du tablier sont appelées :

- **Intrados**
Face inférieure du tablier
- **Extrados**
Face supérieure du tablier

- **Appuis**

Éléments de liaison supportant le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui et transmettant les efforts vers la fondation.

Etant en béton armé, ces appuis sont généralement de deux types :

- **Pile**
Appui intermédiaire du tablier d'un pont.
- **Culée**
Appui d'extrémité du tablier d'un pont.

- **Appareil d'appui**

Appareil chargé à la fois de transmettre aux appuis les réactions provenant du tablier et de permettre d'absorber des petits mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

- **Joint de dilatation**

Dispositif placé entre deux éléments de construction pour permettre les déplacements relatifs dus aux variations de température et assurer la continuité de l'ouvrage.

- **Fondations**

Éléments de liaison et de transmission des efforts des appuis vers le sol. Elles peuvent être superficielles ou profondes.

I.3. PRESENTATION DU PROJET « ECHANGEUR DES QUATRES CHEMINS »

Inscrit en 2010 dans le cadre du plan national de consolidation à la croissance économique, l'aménagement du carrefour « Quatre chemins » à l'entrée Est du chef-lieu de la wilaya de Béjaïa vise la réorganisation de la circulation à hauteur de la nouvelle gare routière de Béjaïa afin de rendre le trafic automobile plus fluide.

Le projet consiste en la réalisation d'un échangeur au carrefour « Quatre chemins » dont les travaux prévoient la réalisation de quatre ponts, de huit rampes d'accès, et l'aménagement de deux carrefours afin d'assurer les liaisons routières sur 1050ml.

La réalisation de la totalité de ces ponts, reliera la RN12 à la RN9, et permettra l'accès à la nouvelle gare routière de Béjaïa pour éliminer totalement le croisement des véhicules, au niveau de l'actuel carrefour des « Quatre chemins ».

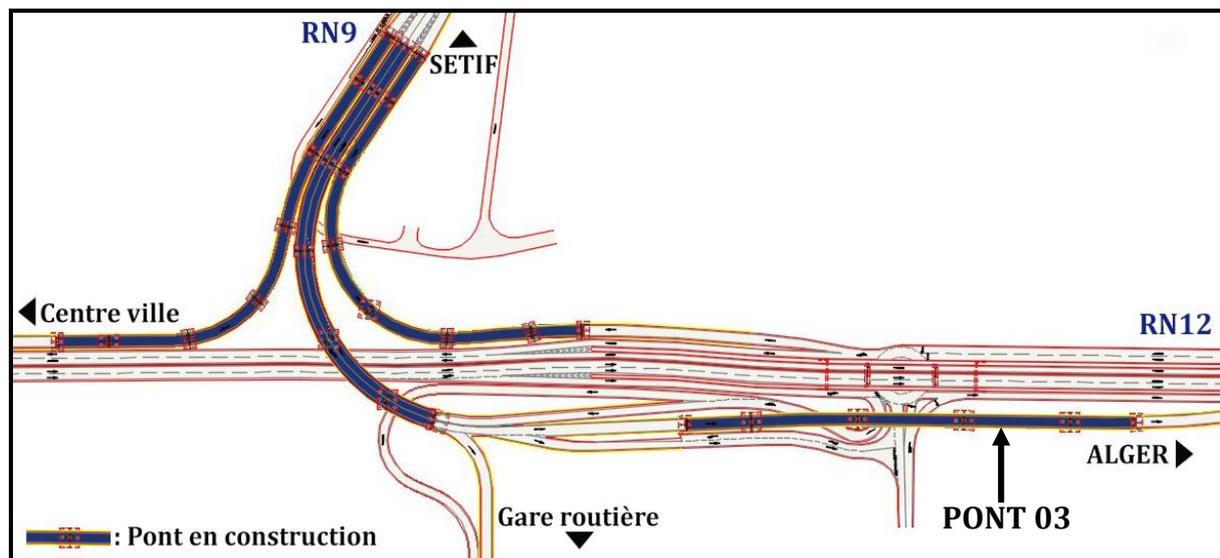


Figure I.1. Vue d'ensemble du projet

I.4. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude a été proposé par l'entreprise nationale des grands ouvrages d'arts « E.N.G.O.A ».

Il s'agit du pont routier 03, inscrit dans le projet d'aménagement du carrefour « Quatre chemins » à l'entrée Est du chef-lieu de wilaya de Béjaïa.

I.4.1. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE L'OUVRAGE

L'ouvrage répond aux caractéristiques techniques suivantes :

- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec voussoirs préfabriqués ;
- Longueur totale de 220,50m ;
- Tablier de 7m de largeur ;

- Le pont est composé de cinq travées :
 - Trois travées intermédiaires de 52,30m de longueur chacune ;
 - Deux travées de rives de 31,20m de longueur chacune.



Figure I.2. Vue en 3D du pont 03

I.5. DONNEES FONCTIONNELLES

L'allure générale de l'ouvrage est définie par ses données fonctionnelles suivantes :

I.5.1. TRACE EN PLAN

Le tracé en plan d'une route est un des éléments qui permet de caractériser la géométrie d'une route. Il est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

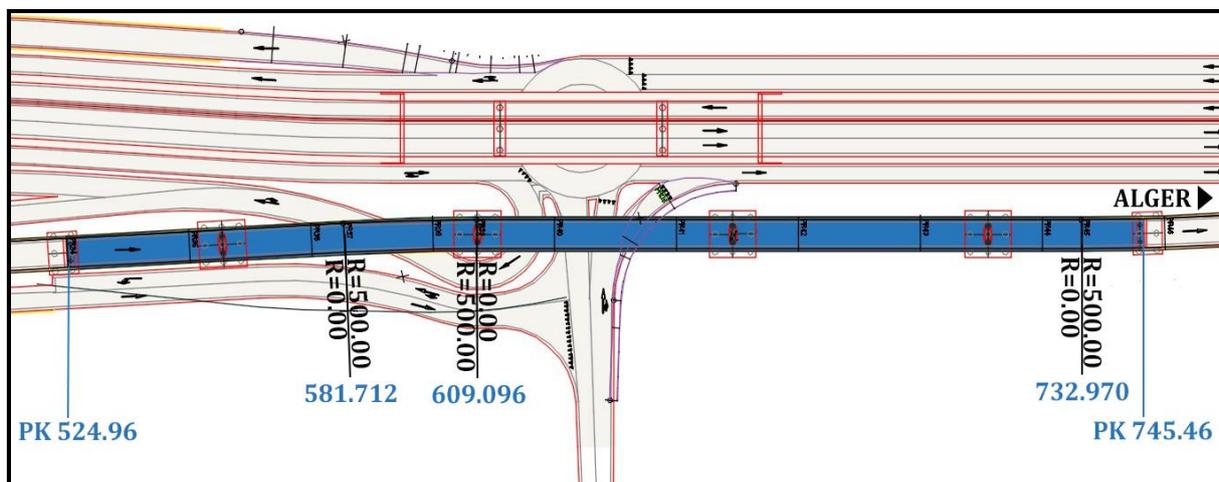


Figure I.3. Tracé en plan

I.5.2. PROFIL EN LONG

Lors d'un avant-projet sommaire de l'étude d'un projet routier, le projeteur a besoin d'une vue en coupe du terrain naturel suivant l'axe du projet qu'il étudie, ce graphique est le profil en long du terrain naturel. Ce dernier permet d'obtenir, après plusieurs études un tracé « idéal » répondant aux impératifs du projet qui sont la visibilité, l'emprise sur le terrain, la déclivité maximale, le moindre coût, etc.

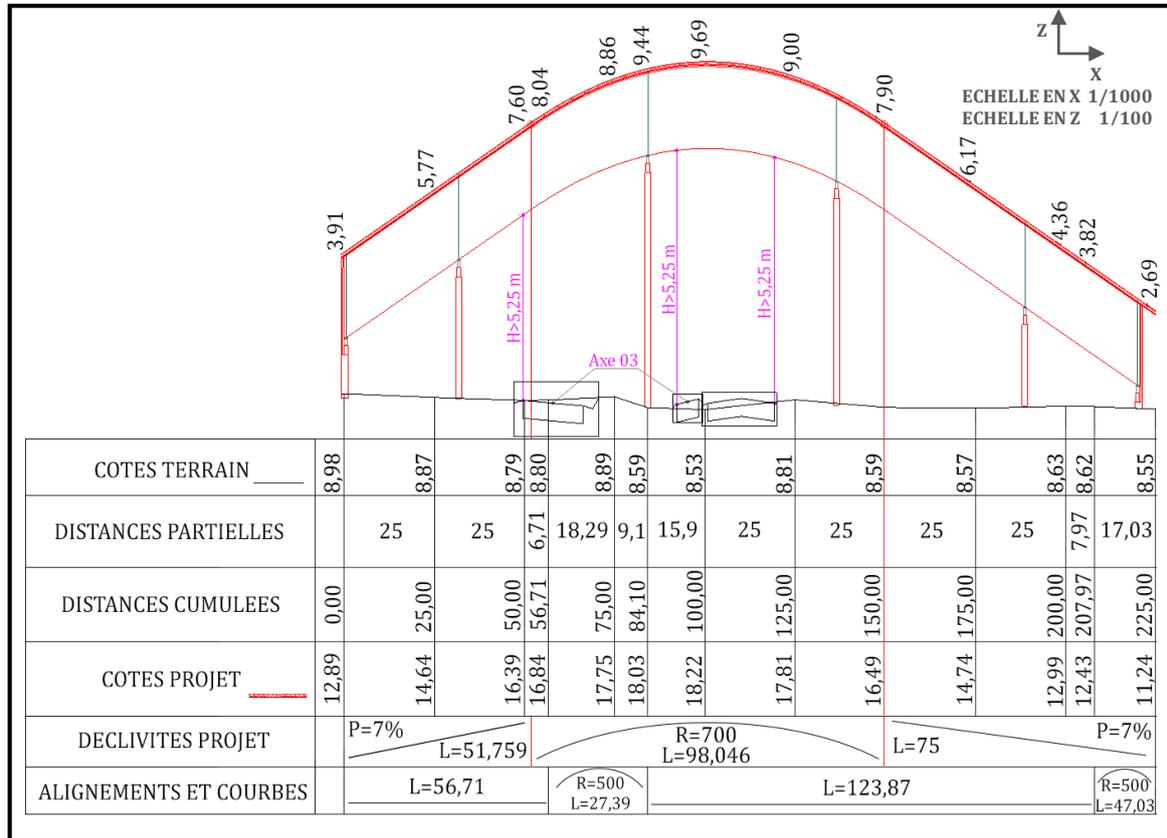


Figure I.4. Profil en long

I.5.3. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. Le tablier de 7m de largeur a un dévers de 2,5% et des dispositifs de retenue sur les deux côtés.

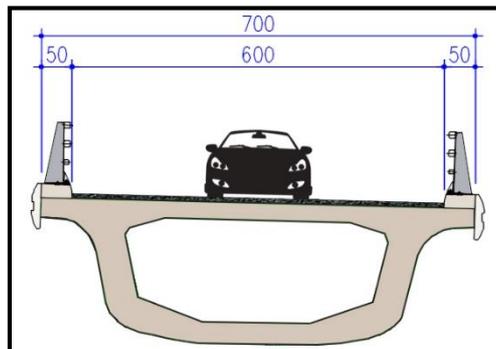


Figure I.5. Profil en travers

I.6. DONNEES NATURELLES

I.6.1. DONNEES SISMOLOGIQUES

Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique des ouvrages d'art [01], selon ce dernier notre pont est du groupe d'usage 3 (pont d'importance moyenne) et la wilaya de Béjaïa appartient à la zone *Ila* (moyenne sismicité), donc le coefficient d'accélération à prendre en compte est $A=0,15$.

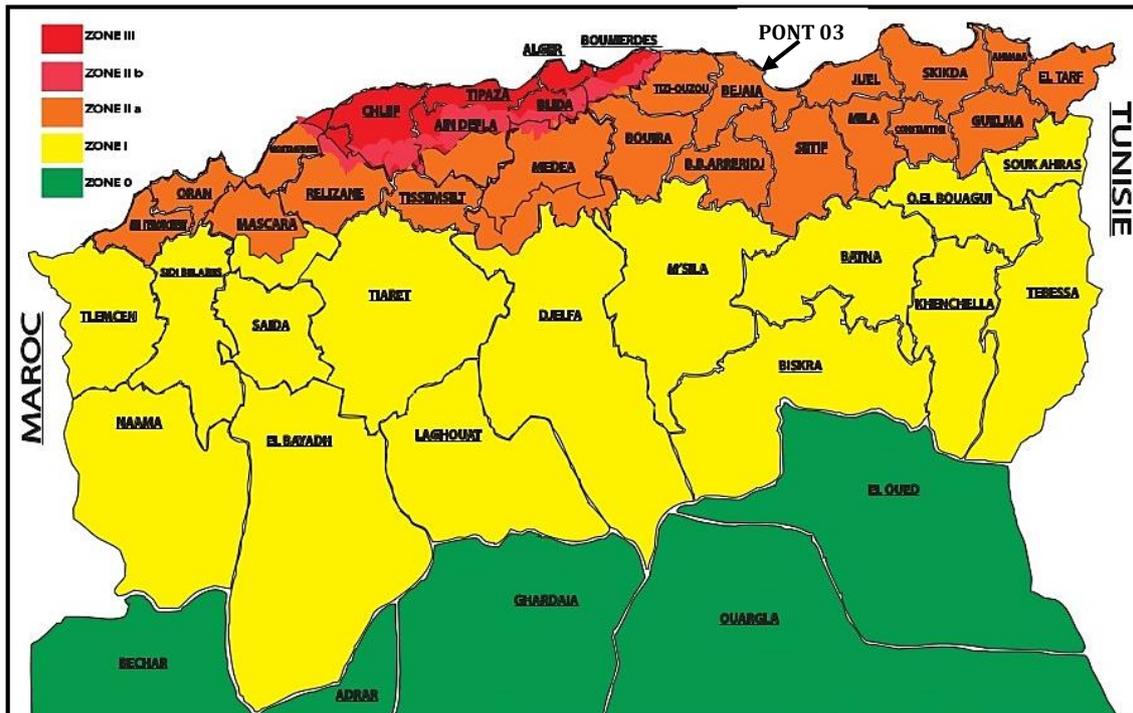


Figure II.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.6.2. DONNEES GEOTECHNIQUES

Le site est caractérisé principalement par quatre couches :

- Argiles marneuses légèrement graveleuses verdâtres ;
- Vase grisâtre très plastique renfermant quelques traces de tourbe noirâtre ;
- Un dépôt alluvionnaire constitué de sable grossier avec des graves et peu de galets et un passage de grès à grains moyens jaunâtre de faibles épaisseurs ;
- Un substratum marneux gris claire devenant très compacte de plus en plus en profondeur.

I.7. DONNEES CLIMATIQUES

I.7.1. TEMPERATURE

Notre ouvrage se situe au nord de l'Algérie (climat tempéré) et selon le règlement algérien des charges pour le calcul des ponts routiers [02], on adopte la variation de température suivante : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

I.7.2. VENT

En se référant au règlement algérien des charges pour le calcul des ponts routiers [02], les surcharges dues au vent sont données comme suit :

- $1,25 \text{ kN/m}^2$ en cours de réalisation ;
- 2 kN/m^2 pour les ouvrages en service.

I.7.3. DONNEES GEOLOGIQUES

La wilaya de Bejaïa fait partie du domaine tellien, elle se situe entre les massifs intermédiaires de la grande et petite Kabylie constitués d'anciennes roches métamorphiques. Les dépôts mésozoïques et cénozoïques participent à la construction géologique de la région qui se trouve réduite à l'état d'une tectonique plissante et disjonctive des plus complexes.

I.7.4. DONNEES HYDROGEOLOGIQUES

Sur le plan hydrogéologique et vu la nature perméable du sol en place, des venues d'eau sont à prévoir lors des travaux de réalisation des pieux. Il y a lieu de prévoir un chemisage lors de l'exécution des forages pour palier à tout risque d'éboulement.

I.8. CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

I.8.1. PRESENTATION DU PROCEDE

Cette description sommaire est en partie basée sur le guide de conception « ponts en béton précontraints construits par encorbellements successifs » rédigé par le service d'études techniques des routes et autoroutes [3], publié en 2003.

La technique de construction par encorbellements successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étalement et le coffrage du tablier. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demie-travées de chaque côté. À ce stade de la construction le fléau est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique.

Ces ouvrages sont précontraints, et chaque étape de construction correspond à la mise en place d'une nouvelle précontrainte.

I.8.2. DOMAINE D'EMPLOI

La gamme des portées envisageables est très large entre 40 et 200m, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées jusqu'à 300m.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 70m, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales, et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0,6 et 0,7.

I.8.3. INTERETS DE LA TECHNOLOGIE

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux intérêts qui résident dans les points suivants :

- La majeure partie de l'ouvrage peut être construite sans contact avec le sol, ce qui permet de franchir des brèches difficilement accessibles ;
- L'éventail de géométries envisageables est assez large puisque tous les tracés en plan et profils en long de voies portées peuvent être construits ;
- Le découpage en voussoirs permet la réutilisation des outils de coffrages et la préfabrication des voussoirs est parfaitement envisageable ;
- Des portées très importantes peuvent être atteintes, jusqu'à 300m.

I.9. CONCLUSION

La récolte de données relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude du pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les plans architecturaux donnés par l'entreprise E.N.G.O.A.

Le tablier du pont sera réalisé en béton précontraint, la construction sera faite par encorbellements successifs avec des voussoirs préfabriqués.

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1. INTRODUCTION

Conformément aux BAEL 91 révisé 99 [4] et BPEL 91 révisé 99 [5], on détermine les différentes caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint qui sont :

- Le béton ;
- Les armatures de précontrainte ;
- Les armatures passives.

II.2. LE BETON

II.2.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION

La résistance des bétons est définie par la résistance caractéristique à la compression notée f_{c28} , mesurée sur cylindre à 28 jours.

Résistance à 28 jours du béton à utiliser :

$$f_{c28} = \begin{cases} 45 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour la superstructure} \\ 30 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour l'infrastructure} \end{cases}$$

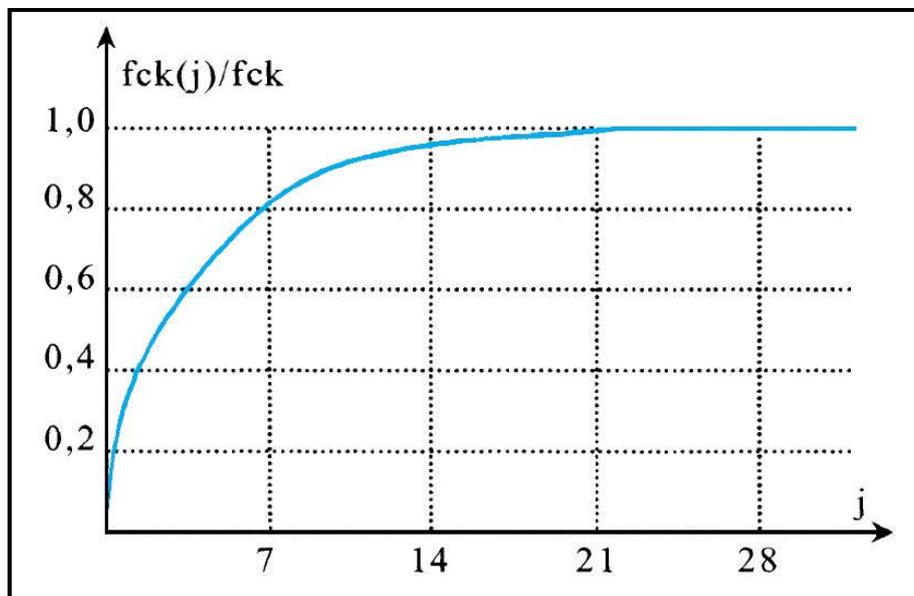


Figure II.1. Résistance aux jeunes âges d'un béton normal

On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons, suit les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

II.2.2. RESISTANCE A LA TRACTION

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

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

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

A $j=28$, on obtient les valeurs suivantes :

$$f_{t28} = \begin{cases} 3,3 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour la superstructure} \\ 2,4 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour l'infrastructure} \end{cases}$$

II.2.3. CONTRAINTES AUX LIMITES

II.2.3.1. ETAT LIMITE ULTIME

Consiste à vérifier que la structure ne subisse pas de déformation irréversible sous la charge et qu'elle ne présente pas de dégradation. La contrainte admissible de compression du béton à l'ELU est donnée par :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,50 & \rightarrow \text{Combinaisons fondamentales} \\ 1,15 & \rightarrow \text{Combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

Tableau II.1. Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU à 28 j

		Combinaisons	Superstructure	Infrastructure
f_{bu}	(MPa)	Fondamentales	25,5	17,0
		Accidentelles	33,3	22,2

II.2.3.2. ETAT LIMITE DE SERVICE

Consiste à vérifier que la déformation élastique de la structure reste compatible avec son fonctionnement. La contrainte limite de compression du béton à l'ELS, notée $\bar{\sigma}_{bc}$ est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$$

Pour la traction du béton, la classe I du BPEL prescrit les vérifications suivantes :

- En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section de béton ($\bar{\sigma}_{bt} = 0$) ;
- En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à $0,7f_{tj}$.

II.2.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALES

II.2.4.1. MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Où } f_{cj} \text{ (exprimée en MPa)}$$

$$E_{i28} = \begin{cases} 39126 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour la superstructure} \\ 34180 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour l'infrastructure} \end{cases}$$

II.2.4.2. MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Si on exprime les résistances en MPa , ce module est donné par la formule :

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

$$E_{v28} = \begin{cases} 13161 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour la superstructure} \\ 11601 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour l'infrastructure} \end{cases}$$

II.2.5. DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION

Pour la vérification de la résistance des sections, on adopte le diagramme contrainte-déformation simplifié notamment le diagramme parabole rectangle.

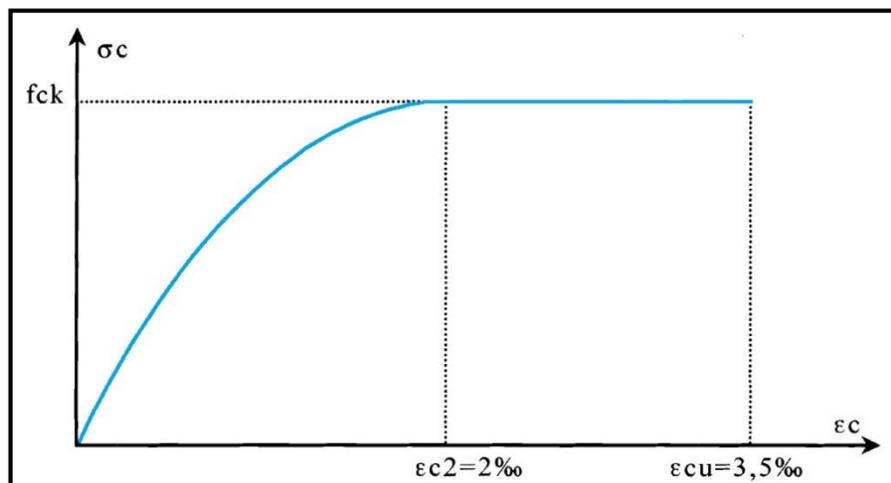


Figure II.2. Diagramme parabole rectangle contrainte-déformation du béton

II.2.6. POIDS VOLUMIQUE

Sauf cas exceptionnel tel que l'utilisation de béton léger ou une densité d'armatures particulièrement élevée, le poids volumique du béton est pris égal à $0,025 \text{ MN}/\text{m}^3$, soit une densité de 2,5. Le volume est calculé à partir de la section brute des voussoirs, c'est-à-dire sans tenir compte de la présence ni des armatures, ni des gaines qui sont remplies de coulis d'injection [6].

II.2.7. COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

Pour évaluer les efforts et déformations liés aux variations thermiques, on prend en compte un coefficient de dilatation de 10^{-5} par degré Celsius.

II.2.8. COEFFICIENT DE POISSON

Le coefficient de Poisson noté ν , représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de Poisson du béton non fissuré est de 0,2. Lorsque le béton est fissuré, ce coefficient est ramené à 0.

II.3. LES ACIERS

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

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ;
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration. Les aciers passifs comprennent aussi des aciers de montage pour constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.

II.3.1. ARMATURES PASSIVES

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de nuance FeE400.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "module de Young" est pris égal à la valeur suivante :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e , pour le cas de notre ouvrage $f_e = 400 \text{ MPa}$.

II.3.1.1. CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELU

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité, fixé à : } \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{Combinaisons fondamentales} \\ 1 & \rightarrow \text{Combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

D'où les valeurs suivantes de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Combinaisons fondamentales} \\ \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

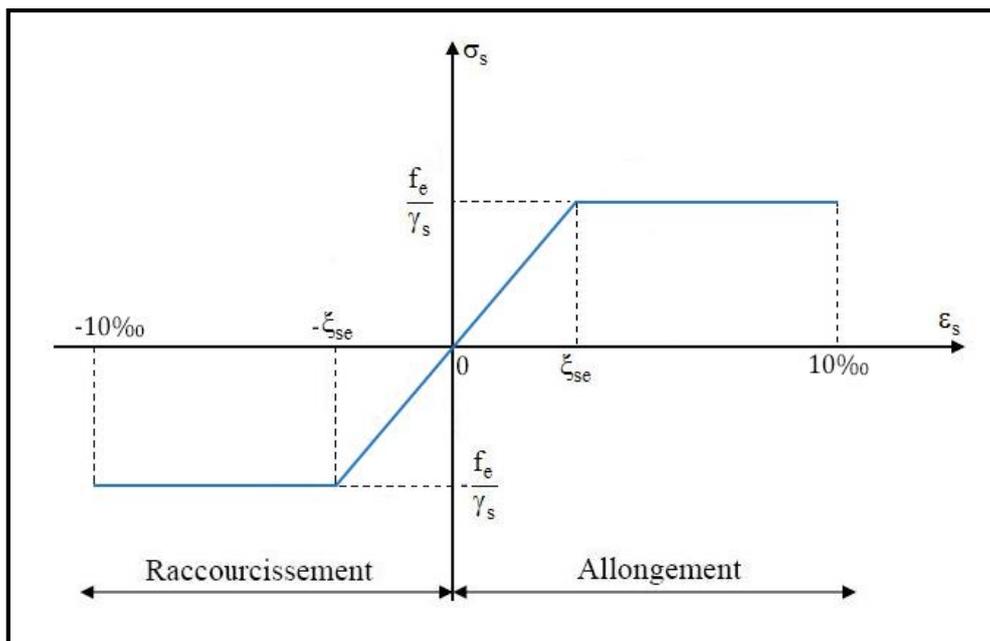


Figure II.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

On peut cependant choisir d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10% [4].

II.3.1.2. CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELS

Les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Le tableau suivant donne les prescriptions à appliquer en fonction du degré de nocivité des ouvertures de fissures.

Tableau II.2. Contrainte limite à l'ELS

Cas considérés	Formules	Superstructure	Infrastructure
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(200 ; 206,8)$ $\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(200 ; 197,18)$ $\bar{\sigma}_s = 197,18 \text{ MPa}$
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$ $\eta = \begin{cases} 1 & \text{RL} \\ 1,6 & \text{HA} \end{cases}$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(266,6 ; 252,7)$ $\bar{\sigma}_s = 252,7 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(266,6 ; 240,9)$ $\bar{\sigma}_s = 240,9 \text{ MPa}$
Fissuration peu préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification particulière n'est requise		

II.3.2. ARMATURES ACTIVES

Les armatures de précontrainte sont sous forme de torons en acier à haute limite d'élasticité, ces aciers ne présentent pas de véritable palier plastique (figure II.4).

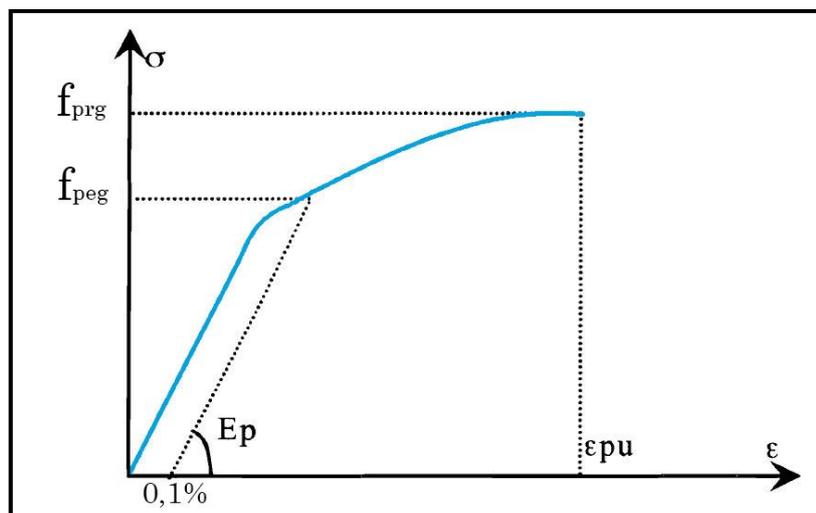


Figure II.4. Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte

II.3.2.1. CARACTERISTIQUES DES ACIERS ACTIFS

Les torons utilisés dans notre projet sont des torons de type *T15S*, dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Caractéristiques du toron *T15S*

Toron <i>T15S</i>	
Unité de précontrainte	12 torons/15 torons
Classe	1860 MPa
Section	150 mm ²
Diamètre	15,7 mm
Contrainte élastique garantie f_{peg}	1600 MPa
Contrainte de rupture garantie f_{prg}	1860 MPa
Tension à l'origine σ_{p0}	1440 MPa
Glissement à l'ancrage g	6 mm
Module d'élasticité de la précontrainte E_p	190000 MPa
Diamètre des gaines φ_g	90 mm
Coefficient de frottement du câble sur son conduit f	0,20 rad ⁻¹
Coefficient de perte de tension par unité de longueur φ	0,003 m ⁻¹

L'armature de précontrainte choisie pour notre ouvrage est de 12T15S / 15T15S.

II.4. CONCLUSION

Le choix des matériaux est le fruit de l'expérience et de l'avancée technologique du domaine de la construction.

Dans ce présent chapitre, on a défini les différentes caractéristiques des matériaux utilisés qui nous serviront pour l'étude de notre ouvrage.

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

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

Pour notre projet, il y a lieu d'ériger un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec des voussoirs préfabriqués.

III.2. SCHEMA STATIQUE LONGITUDINAL

III.2.1. REPARTITION DES TRAVEES

Notre ouvrage comporte trois travées principales toutes égales de $52,30m$. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la préparation du matériel de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

Afin d'éviter d'avoir des réactions négatives sur culée qui tendraient à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appui on est amené à donner aux travées de rives une portée supérieure à la moitié des portées adjacentes. La distribution optimale correspond à une travée de rive qui fait environ six à sept dixièmes (60 à 70%) de la travée principale [3].

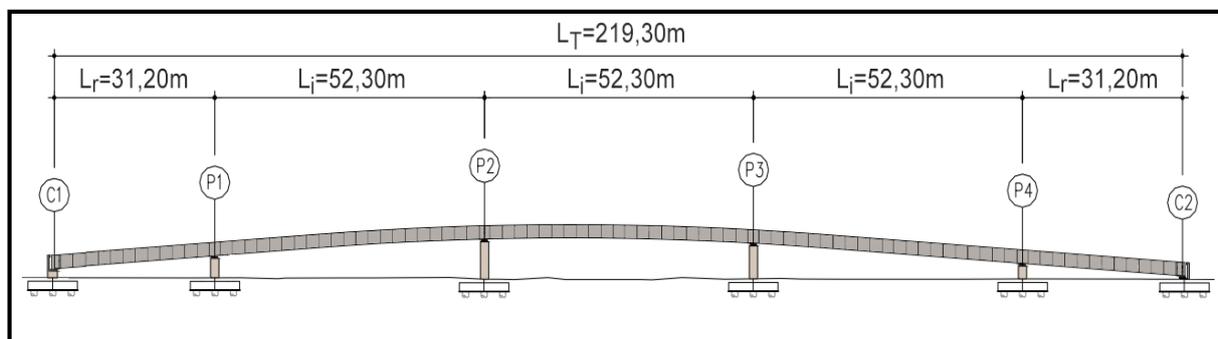


Figure III.1. Distribution des portées

Dans notre cas, les travées de rive ont une longueur (L_r) de $31,20m$ représentant 60% de celle de la travée principale (L_i) soit une longueur supérieure de $5,05m$ à celle d'un demi-fléau. Cette longueur supplémentaire, qui correspond à 10% de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

III.2.2. ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 70m, comme c'est le cas de notre ouvrage, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible [3].

Dans ce cas, la hauteur du tablier coïncide avec une hauteur constante des voussoirs H_v qui est comprise entre 1/20 et 1/25 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

$$\frac{L_i}{20} \geq H_v \geq \frac{L_i}{25}$$

$$\frac{52,3 \text{ m}}{20} \geq H_v \geq \frac{52,3 \text{ m}}{25}$$

$$\Rightarrow 2,615 \text{ m} \geq H_v \geq 2,092 \text{ m}$$

Nous prenons $H_v = 2,30\text{m}$.

III.2.3. CONDITIONS D'APPUI

Pendant la construction, la stabilité du fléau est assurée par deux palées provisoires disposées symétriquement par rapport à la pile.

En service le tablier repose sur des appuis simples. Ces appuis définitifs sont des appareils d'appui en élastomère fretté. Ces derniers permettent une bonne répartition des efforts horizontaux entre les appuis.

III.3. CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent l'utilisation d'une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion, c'est l'une des raisons qui nous conduit à adopter des sections en forme de caisson [3].

Nous optons pour le monocaisson simple à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine, cette solution est la plus économique pour des largeurs de tablier inférieures à 20m.

III.3.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE

Le prédimensionnement des différents éléments constitutifs du monocaisson est fait selon le guide Sétra [3].

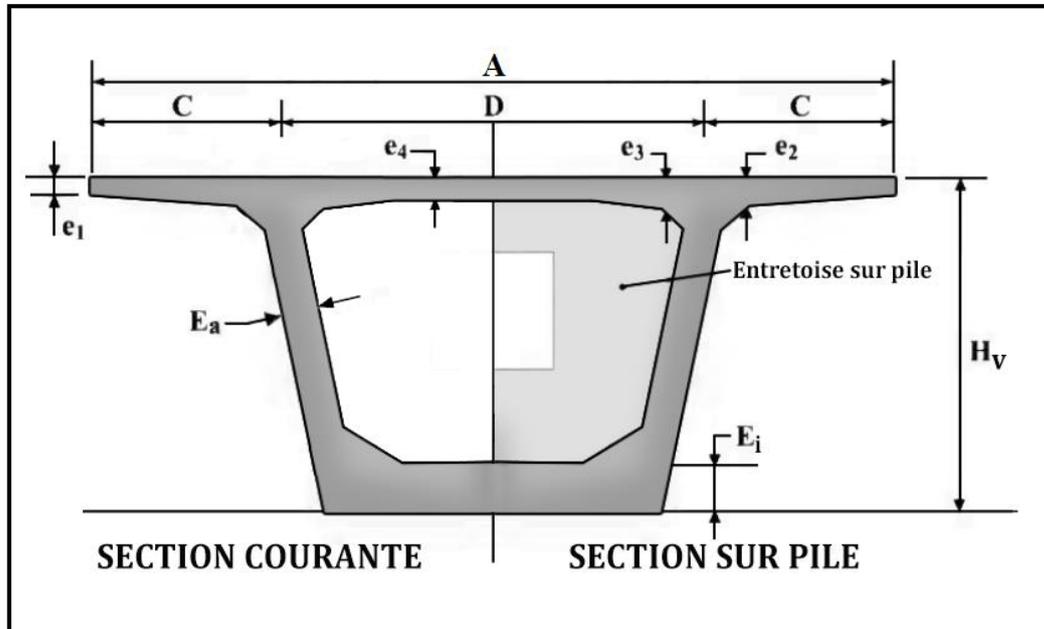


Figure III.2. Paramètres de prédimensionnement de la section transversale

III.3.1.1. LARGEUR DU HOURDIS SUPERIEUR

La largeur totale du caisson est égale à largeur du tablier $A=7m$.

Pour éviter des surcharges sur les porte-à-faux, les âmes sont implantées dans le caisson à $1m$ de ses extrémités de façon à ce que la distance entre les deux âmes notée D , soit égale à largeur chargeable ($ls=5m$).

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 7m \\ D = 5m \\ C = 1m, \text{ étant la largeur d'encorbellement} \end{cases}$$

III.3.1.2. EPAISSEUR DU HOURDIS SUPERIEUR

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- A l'extrémité des encorbellements latéraux, l'épaisseur e_1 est souvent imposée par les dispositions constructives relatives aux dispositifs de retenue ainsi que les éventuels supports d'équipements qui y sont fixés [3].
Pour notre ouvrage les encorbellements latéraux supportent des barrières métalliques de type BN4 ainsi que des corniches et des longrines d'ancrage.

On choisit $e_1=30cm$

- Il est judicieux de donner au hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des goussets, la section résistante se trouvant à l'enracinement des encorbellements sur les âmes est ainsi épaissie là où les moments de flexion sont les plus élevés [3].

$$e_2 > e_1 = 30\text{cm}, \text{ on prend } e_2 = 35\text{cm}$$

- L'épaisseur à mi-portée e_4 du hourdis d'un caisson simple s'établit en moyenne de 22 à 26cm, non compris les goussets de raccordement aux âmes du caisson. Pour assurer un logement des câbles et par conséquent avoir une section suffisante, on choisit une épaisseur de 27cm [3].

$$e_4 = 27\text{cm}$$

- A l'encastrement la valeur de l'épaisseur e_3 est estimée par les formules suivantes [3] :

$$\left. \begin{array}{l} e_3 \approx 10\text{ cm} + \frac{D}{25} = 24\text{ cm} \\ e_3 > e_2 - 10\text{ cm} = 23\text{ cm} \\ e_3 > 1,5 e_4 \approx 41\text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_3 > 41\text{ cm}$$

$$e_3 = 45\text{cm}$$

III.3.1.3. ÉPAISSEUR DES AMES

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

Une formule statique pour le prédimensionnement de l'épaisseur des âmes en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant est donné par [7] :

$$E_a (\text{cm}) \geq 26 + \frac{L_i (m)}{5} \quad \Rightarrow E_a \geq 26 + \frac{52,3}{5} = 36,46\text{ cm}$$

Afin d'assurer la protection des gaines et des câbles contre la corrosion, il est nécessaire qu'ils soient isolés de l'atmosphère par une épaisseur suffisante de béton, ce qui conduit à limiter inférieurement l'épaisseur de l'âme selon le diamètre de la gaine.

En fonction du type de câblage adopté, les valeurs suivantes sont généralement prises [7] :

- $E_a = 44\text{cm}$ pour des unités de 12T15
- $E_a = 59\text{cm}$ pour des unités de 19T15

Pour notre ouvrage, on utilise des unités 12T15S et 15T15S, dont le diamètre est supérieur à celui des unités 12T15, on prend une épaisseur $E_a = 52\text{cm}$ qui satisfait les deux conditions (résistance à l'effort tranchant et enrobage convenable des câbles).

Par ailleurs, les âmes du caisson sont inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30%. Dans notre cas l'inclinaison est de 23%.

III.3.1.4. EPAISSEUR DU HOURDIS INFERIEUR

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée d'une façon à satisfaire les conditions de résistance en flexion transversale, et de passage des câbles de continuité en permettant un bétonnage optimal autour des gaines, pour cela on prend une épaisseur $E_i=36cm$.

III.3.1.5. PREDIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS

Le prédimensionnement des goussets (figure III.3, valeurs exprimées en *cm*) a été fait à l'aide du logiciel AutoCAD 2015 en respectant les conditions suivantes :

- **GOUSSETS SUPERIEURS**

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui en général conditionnent leurs dimensions [3] :

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

- **GOUSSETS INFERIEURS**

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure [3].

Pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale, la pente des goussets par rapport à l'horizontale est prise égale à 20°.

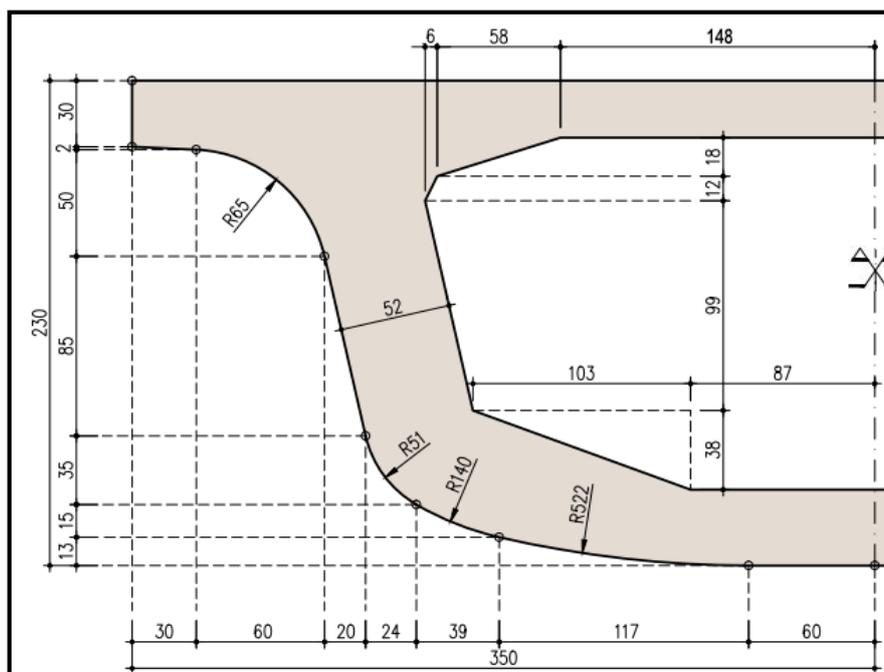


Figure III.3. Prédimensionnement des goussets supérieurs et inférieurs

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques [3].

III.3.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SECTIONS

Les caractéristiques mécaniques des sections sont les suivantes :

- G : centre de gravité de la section ;
- B : aire de la section ;
- v : distance de G à la fibre supérieure ;
- v' : distance de G à la fibre inférieure ;
- I_y : moment d'inertie par rapport à un axe horizontal passant par G ;
- I_z : moment d'inertie par rapport à un axe vertical passant par G ;
- H_v : hauteur totale de la section ;
- ρ : rendement géométrique de la section ;
- c : ordonnée par rapport à G du point le plus haut du noyau central ;
- c' : ordonnée par rapport à G du point le plus bas du noyau central.

Les caractéristiques mécaniques ont été calculées par le logiciel AutoCAD 2015 (commande PROPMECA) à partir des sections prédimensionnées (figure III.4, valeurs exprimées en cm).

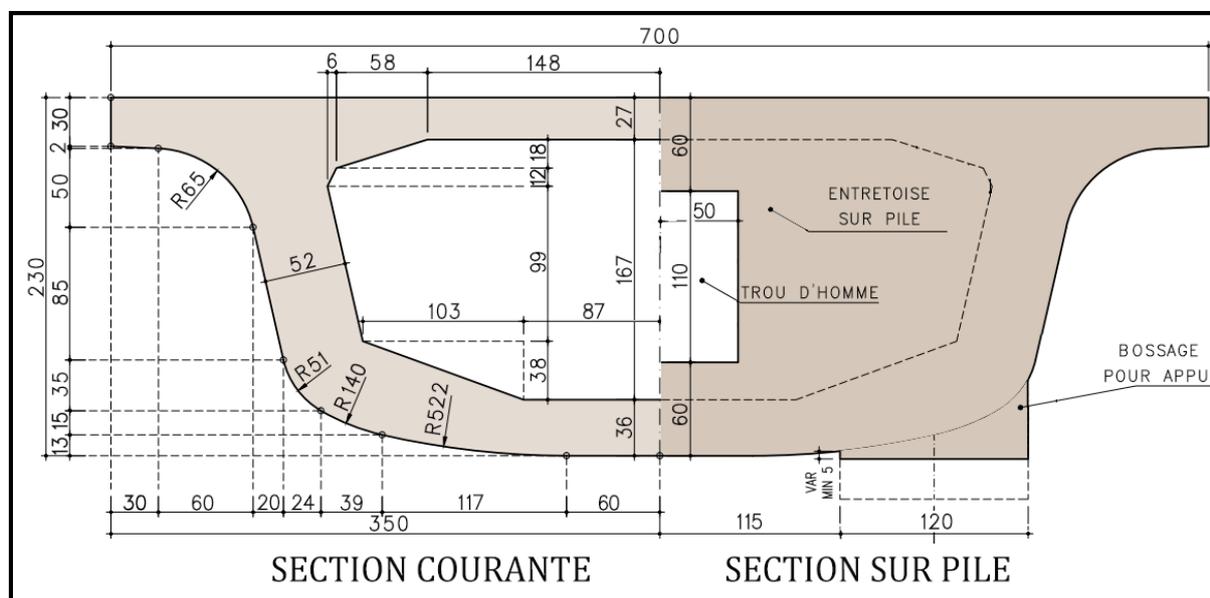


Figure III.4. Prédimensionnement des sections

Les différentes caractéristiques mécaniques des deux sections prédimensionnées sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Caractéristiques mécaniques des sections

Caractéristiques mécaniques		SECTION COURANTE	SECTION SUR PILE
B	(m^2)	5,66	10,73
v	(m)	1,01	1,02
v'	(m)	1,29	1,28
I_y	(m^4)	3,81	4,96
I_z	(m^4)	21,52	28,97
H_v	(m)	2,30	2,30
$\rho = \frac{I_y}{B \times v \times v'}$	/	0,52	0,35
$c = \rho \times v$	(m)	0,52	0,36
$c' = \rho \times v'$	(m)	0,67	0,45

III.4. DECOUPAGE DES VOUSOIRS

Pour les voussoirs préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs. En effet, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée [3].

Le découpage des voussoirs retenu, donne les résultats suivants :

- **VOUSOIRS COURANTS**

Les voussoirs courants ont une section courante de 2,40m de longueur.

- **VOUSOIRS SUR PILES**

Les voussoirs sur piles ont une longueur de 2,10m, ils comportent une entretoise centrée sur l'axe de la pile de longueur 1m suivie d'une section courante de part et d'autre.

- **VOUSSOIRS DE CLAVAGE**

Les voussoirs de clavage dont la section transversale est une section courante, ont une longueur de $2,20m$ dans les travées intermédiaires et de $0,30m$ dans les travées de rive.

- **VOUSSOIRS SUR CULEES**

Les voussoirs sur culées comportent une entretoise sur $1,10m$ pour une section courante de $1,65m$.

III.5. CONCLUSION

Il est très important, au stade de la conception du projet, de bien réussir le prédimensionnement afin d'éviter un nombre d'itération et un volume de calcul important par la suite.

Le prédimensionnement fait suivant le guide Sétra [3], nous conduit à réaliser l'ouvrage avec une hauteur constante pour des raisons essentiellement économique. Notre ouvrage comporte cinq travées dont la section transversale est un monocaisson simple.

CHAPITRE VI

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont, comme de toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Pour assurer sa fonction, le pont doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Tous les calculs dans ce chapitre, sont basés sur les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul des ponts routes RCPR [2].

IV.2. CARACTERISTIQUES DU PONT

IV.2.1. LARGEUR ROULABLE

La largeur roulable l_r est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

Dans notre projet, nous avons des dispositifs de retenue de $0,5m$ de chaque côté, ce qui donne une largeur roulable égale à :

$$l_r = 7 \text{ m} - 2 \times 0,5 \text{ m}$$

$$l_r = 6 \text{ m}$$

IV.2.2. LARGEUR CHARGEABLE

La largeur chargeable l_s se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de $0,50m$ le long de chaque dispositif de retenue (barrière).

$$l_s = l_r - 2 \times 0,5 \text{ m} = 6 \text{ m} - 2 \times 0,5 \text{ m}$$

$$l_s = 5 \text{ m}$$

IV.2.3. NOMBRE DE VOIES

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation N égal à la partie entière d'un quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Toutefois, les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre $5m$ inclus et $6m$ sont considérées comme comportant deux voies de circulation.

$$N=2$$

IV.2.4. LARGEUR DE VOIE

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs notées l_v égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{5 \text{ m}}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$l_v = 2,5 \text{ m}$$

IV.2.5. CLASSE DU PONT

En fonction de la largeur roulable, les ponts routes sont rangés en 3 classes comme suit :

Tableau IV.1. Classification des ponts [2]

Largeur roulable (l_r)	Classe du pont
$l_r \geq 7,00m$	1ère classe
$5,50m < l_r < 7,00m$	2ème classe
$l_r \leq 5,50m$	3ème classe

Pour notre projet, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $l_r=6m$, c'est donc un pont de 2ème classe.

IV.3. CLASSIFICATION DES ACTIONS

Les actions ou charges appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic qui sont composées d'actions permanentes et d'actions variables ;
- Les actions dues au trafic (charges roulantes) qui sont composées de :
 - Charges routières normales ;
 - Charges militaires ;
 - Charges exceptionnelles.

IV.3.1. ACTIONS HORS TRAFIC

IV.3.1.1. ACTIONS PERMANENTES

Les actions permanentes G sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre G_0 de la structure porteuse (poids propres des voussoirs) ;
- Les compléments de charges notés CCP , représentant le poids du revêtement, des dispositifs de sécurité, des corniches et d'autres équipements fixes de toute nature.

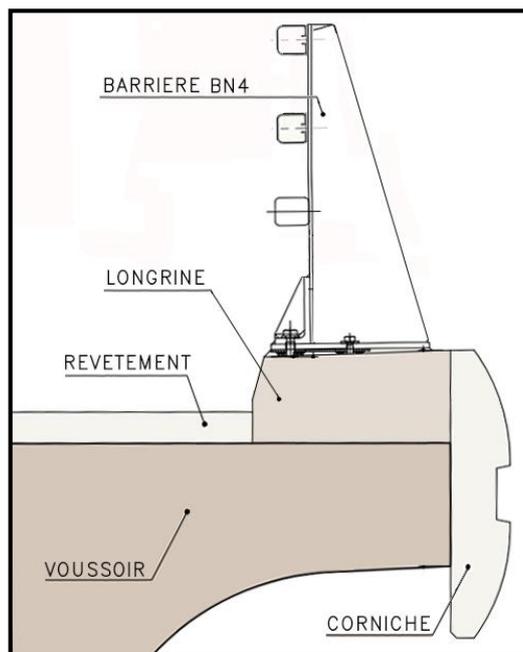


Figure IV.1. Actions permanentes

• POIDS PROPRES DES VOUSSOIRS

$$P_v = B_v \times \gamma_b + P_{com}$$

- B_v : aire transversale du voussoir ;
- γ_b : poids volumiques du béton armé égale à 25 kN/m^3 ;
- P_{com} : poids linéique des éléments complémentaires du caisson (bossages d'ancrage, câbles et coulis d'injection de la précontrainte) estimé à $8,4 \text{ kN/m}$.

Pour une section courante $B = 5,66 \text{ m}^2 \Rightarrow P_v = 5,66 \times 25 + 8,4 = 149,90 \text{ kN / m}$

Pour une section sur pile $B = 10,73 \text{ m}^2 \Rightarrow P_v = 10,73 \times 25 + 8,4 = 276,65 \text{ kN / m}$

• REVETEMENT

Le revêtement du tablier est constitué d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement. Il y a lieu de prendre une épaisseur de 3cm pour la couche d'étanchéité réalisée en asphalte coulé à froid et une valeur de 8cm pour la couche de roulement réalisée en béton bitumineux, on obtient donc une épaisseur $e=11\text{cm}$ de poids volumique $\gamma_{rev}=24 \text{ kN/m}^3$ étalée sur la largeur roulable.

$$P_{rev} = e \times \gamma_{rev} \times l_r = 0,11 \times 24 \times 6 = 15,84 \text{ kN / m}$$

• **LONGRINE**

La longrine est un élément en béton destinée à ancrer la corniche et permettant le renforcement du ferrailage de la dalle au droit des montants de BN4.

$$P_{longrine} = B_{longrine} \times \gamma_b$$

$$B_{longrine} = 0,1084 \text{ m}^2 \Rightarrow P_{corniche} = 0,1084 \times 2 \times 25 = 5,42 \text{ kN / m}$$

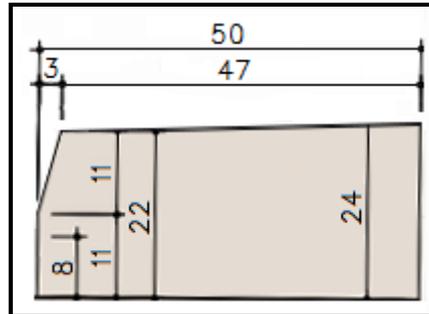


Figure IV.2. Dimensions de la longrine

• **CORNICHE**

La corniche a un rôle essentiellement esthétique, cependant elle sert aussi de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

$$P_{corniche} = B_{corniche} \times \gamma_b$$

$$B_{corniche} = 0,0893 \text{ m}^2 \Rightarrow P_{corniche} = 0,0893 \times 2 \times 25 = 4,47 \text{ kN / m}$$

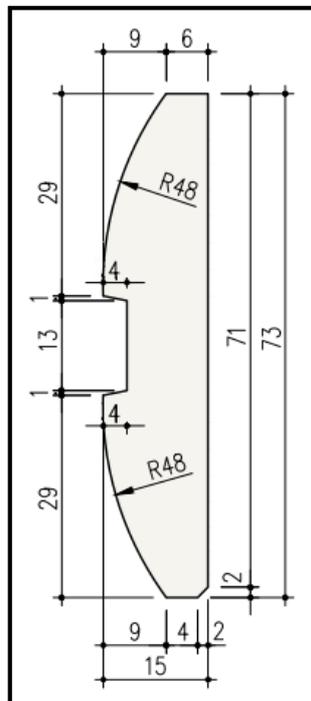


Figure IV.3. Dimensions de la corniche

• **BARRIERES BN4**

Ce sont des barrières normales à lisses horizontales, les barrières normales doivent retenir un véhicule de 12 t lancé à 70 km/h.

$$P_{BN4} = 2 \times 0,65 \text{ kN / m} = 1,30 \text{ kN / m}$$

Les valeurs des actions permanentes sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Valeurs des actions permanentes

Actions permanentes		Poids linéique
		(kN/m)
<i>CCP</i>	Revêtement	15,84
	Longrine d'ancrage	05,42
	Corniche béton	04,47
	Barrière type BN4	01,30
Total CCP		27,03
<i>G₀</i>	Section courante	149,90
	Section sur pile	276,65

IV.3.1.2. ACTIONS VARIABLES HORS TRAFIC

IV.3.1.2.1. ACTIONS DUES AU VENT

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications [2].

IV.3.1.2.2. ACTIONS THERMIQUES

- **VARIATIONS UNIFORMES**

Les variations de température uniformes ΔT adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$) et les températures extrêmes ci-dessus [2].

- **GRADIENT THERMIQUE**

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical $\Delta\theta$ tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau IV.3 ci-après :

Tableau IV.3. Valeurs du gradient thermique [2]

	En phase de construction	En service
	$\Delta\theta (^{\circ}\text{C})$	$\Delta\theta (^{\circ}\text{C})$
Type 3 : tablier en béton	± 12	± 7

IV.3.2. ACTIONS DUES AU TRAFIC

IV.3.2.1. CHARGES ROUTIERES NORMALES

Les charges routières à caractère normal comprennent deux systèmes différents :

- Système de charges *A*
- Système de charges *B*

IV.3.2.1.1. SYSTEME DE CHARGES A

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée.

Cette charge correspond à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont représentant un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds.

Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200m est soumise à une charge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de $A(L)$ par des coefficients a_1 et a_2 donnés ci-après.

La charge $A(L)$, exprimée en (kN/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée notée L , exprimée en mètres par la formule :

$$A(L) = 2,30 + \frac{360}{L + 12}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de $A(L)$ est multipliée par le coefficient a_1 du tableau suivant :

Tableau IV.4. Coefficients a_1 [2]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	Première	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	deuxième	1,00	0,90	/	/	/
	troisième	0,90	0,80	/	/	/

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application du coefficient a_1 ci-dessus, est inférieure à $(4 - 0,002 \times L) kN/m^2$, expression dans laquelle la longueur chargée est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0,002 \times L \end{cases}$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par le coefficient a_2 qui est donnée par :

$$a_2 = \frac{l_0}{l_v} \text{ avec } \begin{cases} l_0 : \text{valeur donnée par le tableau IV.5} \\ l_v : \text{largeur de voie} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a_2 = \frac{3,00 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} = 1,2$$

La valeur de l_0 à prendre en compte pour le calcul du coefficient a_2 est donnée en fonction de la classe du pont dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Valeurs de l_0 en fonction de la classe du pont [2]

Classe du pont	l_0 (m)
Première	3,50
Deuxième	3,00
Troisième	2,75

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées et suivant le nombre de voies chargées, la valeur de la surcharge appliquée notée S_A , exprimée en (kN/m) est donnée par :

$$S_A = A_2 \times l_v \times N$$

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies d'après les règles qui sont formulées ci-après, de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage dont on a en vue la justification.

- **Transversalement** : la largeur de la zone chargée comprend un nombre entier de voies de circulation. Pour produire l'effet le plus défavorable du moment fléchissant et de l'effort tranchant, on est amené à charger toutes les voies de circulation de l'élément considéré.
Dans notre cas $N=2$, on chargera donc les deux voies $\Rightarrow a_1=0,90$.
- **Longitudinalement** : les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effort considéré, les limites de ces zones chargées doivent coïncider avec les zéros de la ligne d'influence, de manière à trouver l'effet le plus défavorable.

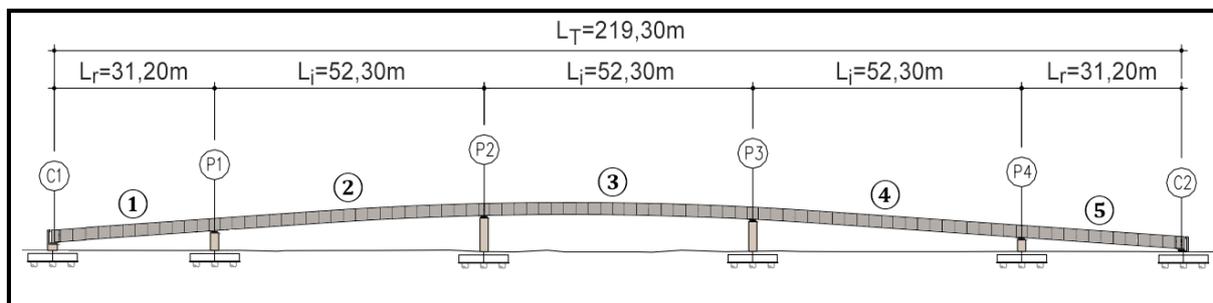


Figure IV.4. Numérotation des travées chargées pour le calcul de $A(L)$

Si l'on ne charge qu'une zone, la longueur chargée est la différence des abscisses de ces zéros, si l'on charge plusieurs zones, contiguës ou non, la longueur chargée est prise égale à la somme des longueurs de ces zones chargées. Par conséquent, la valeur de $A(L)$ est différente dans chaque cas.

Pour notre ouvrage, les zéros de la ligne d'influence coïncident avec les appuis, Il y a lieu donc pour rechercher l'effet maximal, de charger les travées une à une, puis deux ensemble, trois ensemble, etc., en épuisant toutes les combinaisons possibles.

Les résultats pour toutes ces combinaisons sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Valeurs des charges $A(L)$

Travée(s) chargée(s) (Deux voies chargées)	L	$A(L)$	A_1	A_2	S_A
	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)
① ou ⑤	031,2	10,63	9,57	11,48	57,42
①② ou ⑤④	083,5	06,07	5,46	06,56	32,78
①③ ou ⑤③	083,5	06,07	5,46	06,56	32,78
①④ ou ⑤②	083,5	06,07	5,46	06,56	32,78
①⑤	062,4	07,14	6,42	07,71	38,55
①②③ ou ⑤④③	135,8	04,74	4,26	05,11	25,57
①②④ ou ⑤④②	135,8	04,74	4,26	05,11	25,57
①②⑤ ou ⑤④①	114,7	05,14	4,63	05,55	27,76
①③④ ou ⑤③②	135,8	04,74	4,26	05,11	25,57
①③⑤	114,7	05,14	4,63	05,55	27,76
①②③④ ou ⑤④③②	188,1	04,10	3,69	04,43	22,14
①②③⑤ ou ⑤④③①	167,0	04,31	3,88	04,66	23,28
①②④⑤	167,0	04,31	3,88	04,66	23,28
①②③④⑤	219,3	03,86	3,56	04,27	21,37
② ou ④	052,3	07,90	7,11	08,53	42,65
②③ ou ④③	104,6	05,39	4,85	05,82	29,09
②④	104,6	05,39	4,85	05,82	29,09
②③④	156,9	04,43	3,99	04,79	23,93
③	052,3	07,90	7,11	08,53	42,65

IV.3.2.1.2. SYSTEME DE CHARGES *B*

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

- Le système B_c se compose de camions types ;
- Le système B_r se compose d'une roue isolée ;
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes B_c et B_r , s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

• **SYSTEME B_c**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes (figure IV.5) :

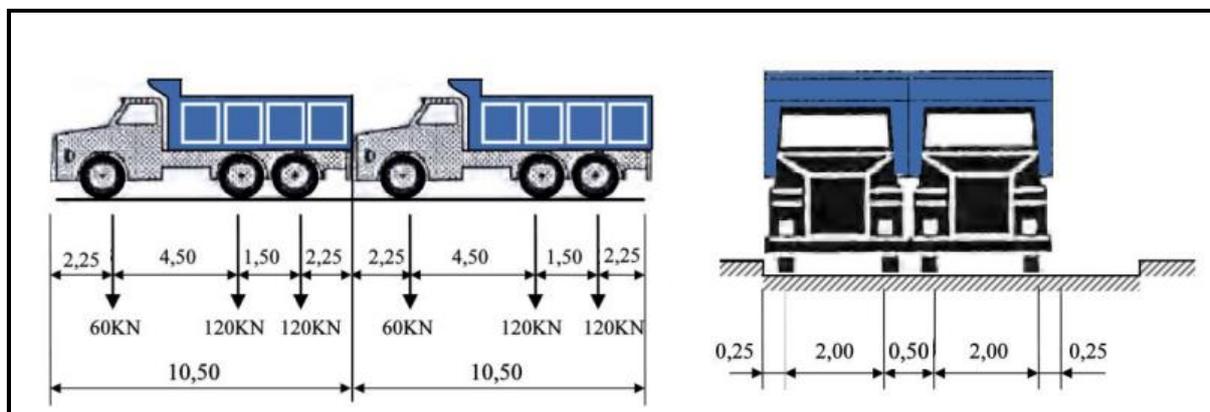


Figure IV.5. Disposition longitudinale et transversale des camions B_c

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

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau ci-après :

Tableau IV.7. Valeurs des coefficients b_c [2]

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	/	/	/

La charge du système B_c est donnée par la formule suivante :

$$S_{Bc} = B_c \times b_c \times N$$

$$S_{Bc} = (300 \text{ kN} \times 2) \times 1 \times 2$$

$$S_{Bc} = 1200 \text{ kN}$$

• **SYSTEME B_r**

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100kN . Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure $0,60\text{m}$ et le côté longitudinal $0,30\text{m}$.

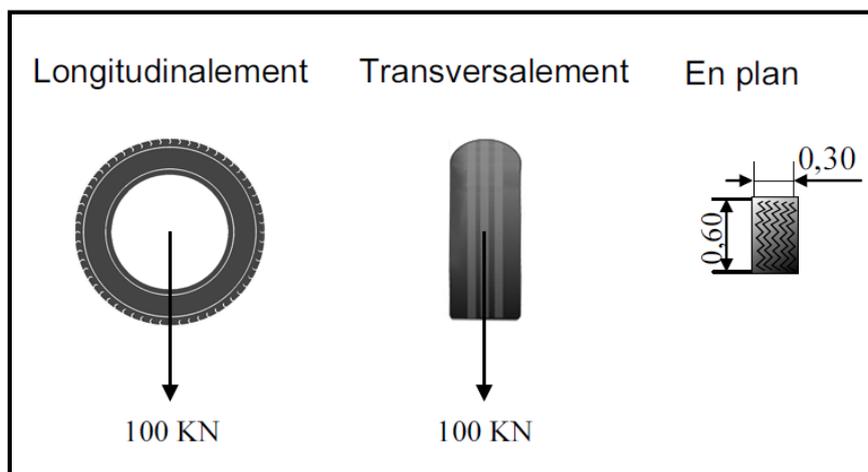


Figure IV.6. Dimensions du système B_r

La charge du système B_r est disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, et peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Sa valeur est :

$$S_{Br} = 100 \text{ kN}$$

• **SYSTEME B_t**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

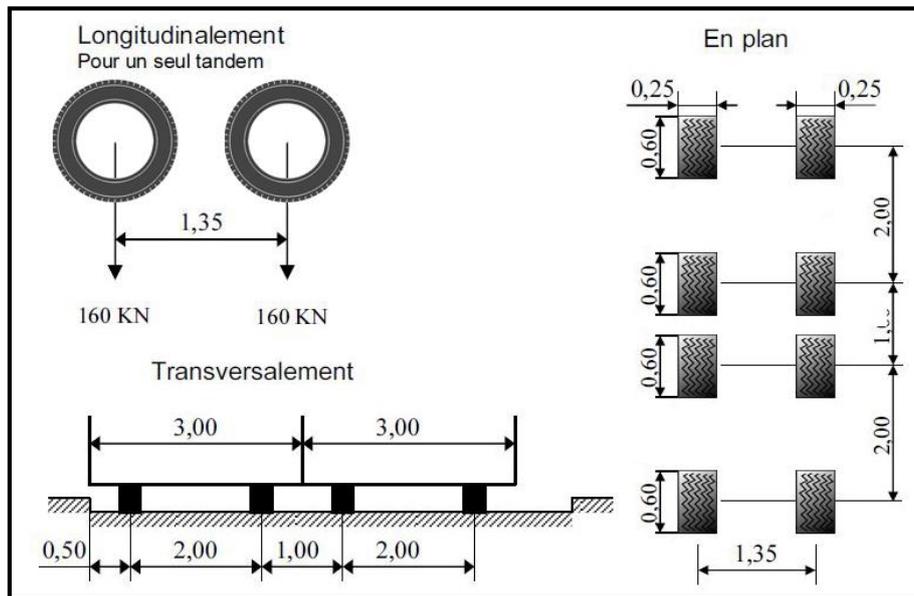


Figure IV.7. Caractéristiques du système B_t

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.

Dans les sens longitudinal, un seul tandem est supposé circuler dans la voie.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Tableau IV.8. Valeurs de b_t [2]

Classe de pont	b_t
Première	1,2
Deuxième	1

La charge du système B_t est donnée par la formule suivante :

$$S_{B_t} = B_t \times b_t \times N$$

$$S_{B_t} = 320 \text{ kN} \times 1 \times 2$$

$$S_{B_t} = 640 \text{ kN}$$

IV.3.2.2. CHARGES MILITAIRES

• CONVOI TYPE M_c120

Un véhicule type du système M_c120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (figure IV.8) :

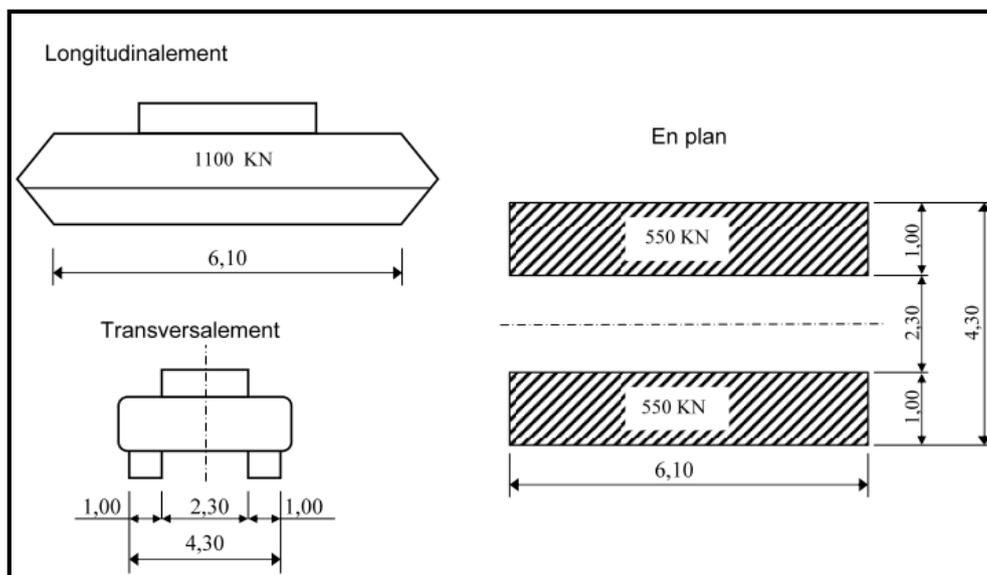


Figure IV.8. Caractéristiques du système M_c120 [2]

Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ;

Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Les travées intermédiaires peuvent supporter deux véhicules de type M_c120 alors que les travées de rives ne peuvent supporter qu'un seul.

La charge du système M_c120 est :

$$\text{En travée de rive } S_{M_c120} = 1100 \text{ kN}$$

$$\text{En travée intermédiaire } S_{M_c120} = 1100 \text{ kN} \times 2 = 2200 \text{ kN}$$

IV.3.2.3. CHARGES EXCEPTIONNELLES

• CONVOI TYPE D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400kN de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

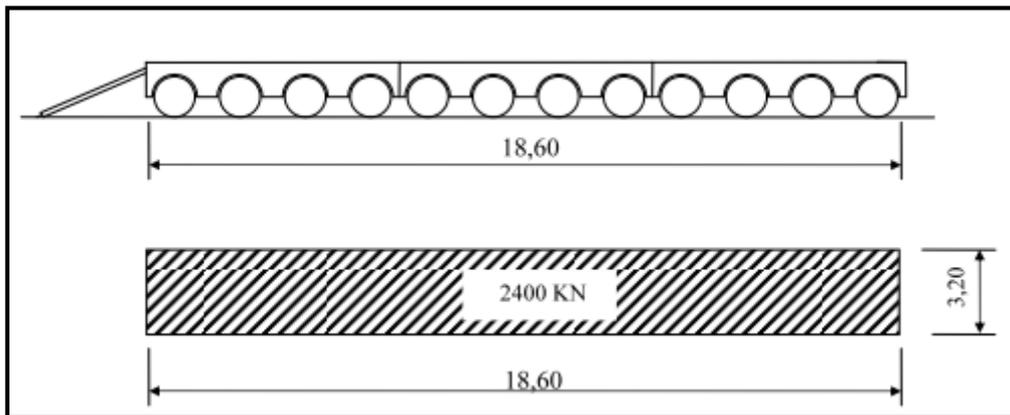


Figure IV.9. Caractéristiques du système D240 [2]

Quelle que soit la travée, la charge du système D240 est :

$$S_{D240} = 2400 \text{ kN}$$

IV.3.2.4. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Les charges du système B ainsi que les surcharges militaires sont frappées de majorations dynamiques et ce coefficient de majoration, est le même pour chaque élément d'ouvrage [2].

Il est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

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

Dans laquelle :

- L : représente la longueur de la travée considérée exprimée en mètres ;
- G : sa charge permanente (tableau IV.9) ;
- S : surcharge B ou surcharges militaires maximales.

Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique, les valeurs des charges permanentes des travées sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Charges permanentes des travées [2]

Actions permanentes		Travées de rives	Travées intermédiaires
G_0	(kN)	4808,32	7963,83
CCP	(kN)	0843,34	1413,67
Total	(kN)	5651,66	9377,50

Les valeurs des coefficients de majoration dynamique à introduire dans les combinaisons de charges sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.10. Valeurs des coefficients de majoration dynamique (δ)

	Systèmes de charges	$\alpha = \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$	$\beta = \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$	Coefficients de majoration dynamique (δ)
Travées de rives	B_c	0,055	0,030	1,085
	B_t		0,017	1,072
	B_r		0,003	1,058
	M_c120		0,028	1,083
Travées Intermédiaires	B_c	0,035	0,019	1,054
	B_t		0,010	1,045
	B_r		0,002	1,037
	M_c120		0,033	1,068

Remarque : Les charges du système A tiennent compte des majorations pour effets dynamiques.

IV.3.2.5. EFFORTS DE FREINAGE

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage [2].

- **SURCHARGE A**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S} \quad \text{où } S \text{ désigne en mètres carrés la surface chargée}$$

L'effort de freinage maximum est obtenu pour les cinq voies chargées avec une charge $A = 4,27 \text{ kN/m}^2$ (tableau IV.6).

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$
$$F_A = \frac{4,27 \times (5 \times 219,3)}{20 + 0,0035 \times (5 \times 219,3)}$$

$$F_A = 196,58 \text{ kN}$$

- **SURCHARGE B_c**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$$

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

IV.4. COMBINAISONS DE CHARGES

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature.

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Les différentes combinaisons en phase de service [2]

Etats limites	Combinaisons
ELU - Combinaisons fondamentales	$1,35 G + 1,60 A(L) + 0,75 \Delta\theta$
	$1,35 G + 1,60 A(L)$
	$1,35 G + 1,60 B_c + 0,75 \Delta\theta$
	$1,35 G + 1,60 B_c$
	$1,35 G + 1,35 M_c120 + 0,75 \Delta\theta$
	$1,35 G + 1,35 M_c120$
	$1,35 G + 1,35 D240 + 0,75 \Delta\theta$
	$1,35 G + 1,35 D240$
	$1,35 G$
ELS - Combinaisons rares	$G + 1,2 A(L) + 0,5 \Delta\theta$
	$G + 1,2 A(L)$
	$G + 1,2 B_c + 0,5 \Delta\theta$
	$G + 1,2 B_c$
	$G + M_c120 + 0,5 \Delta\theta$
	$G + M_c120$
	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
	$G + D240$
	$G + \Delta\theta$

IV.5. MODELISATION

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée au moyen du logiciel Robot Structural Analysis comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles ;
- Chaque section est définie par le logiciel AutoCAD, puis exportée vers le logiciel robot ;
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles et des appuis doubles sur les culées ;
- Les charges roulantes ou mobiles sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur donnée par le RCPR [2].

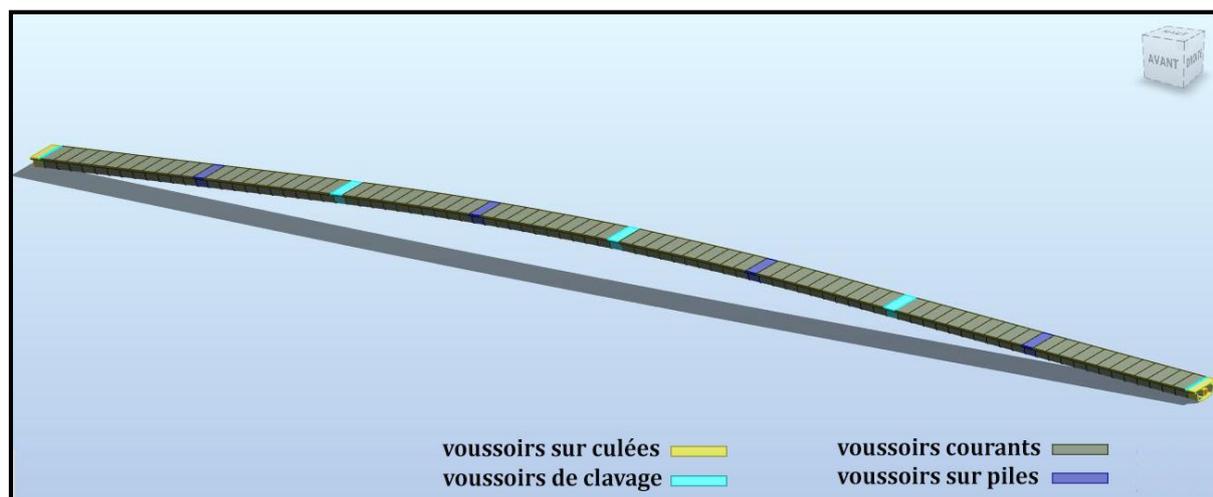


Figure IV.10. Vue de la modélisation du tablier en 3D

IV.6. CONCLUSION

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour la suite de l'étude.

Les actions appliquées sur le pont, sont combinées aux états limites pour être introduites dans le calcul automatique ou analytique lors de l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage.

CHAPITRE V

STABILITE DES FLEAUX

V.1. INTRODUCTION

Durant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie construite sur cintre, en travée de rive.

Les fléaux sont soumis au risque de renversement sur les chevêtres. Pour évaluer ce risque, deux types de situations sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, de charge de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi fléaux ;
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

V.2. DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES FLEAUX

V.2.1. CLOUAGE PAR PRECONTRAINT

Le clouage par câbles de précontrainte consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

V.2.2. PALEES PROVISOIRES

La méthode consiste à augmenter l'entraxe des cales d'appui provisoires en les plaçant sur des palées provisoires métalliques ou en béton, elle n'est applicable que lorsque le tablier est situé à une hauteur modérée au-dessus du sol (moins de 15 mètres environ).

Ce dispositif est donc le plus adéquat pour notre ouvrage en vue de la hauteur modérée des piles.

V.2.3. CABLES EXTERIEURS OU HAUBANAGE PROVISOIRE

Les câbles de clouage peuvent être disposés à l'extérieur de la pile afin d'en augmenter l'efficacité. Ils sont alors ancrés dans les premiers voussoirs en encorbellement et passent à l'extérieur du fût de pile.

V.3. ACTIONS A PRENDRE EN COMPTE

Le fléau est soumis à des charges permanentes (poids propre G), des charges d'exécution connues (Q_{prc}), des charges d'exécution aléatoires (Q_{pra}), des actions variables comme le vent (W), et enfin une action accidentelle (F_A) [3].

V.3.1. CHARGES PERMANENTES

Il s'agit généralement uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec un poids volumique de 25 kN/m^3 .

Dans les formules qui vont suivre, G_{max} et G_{min} désignent le poids propre des demi-fléaux, l'un étant majoré de 2% pour obtenir G_{max} et l'autre étant minoré de 2% pour obtenir G_{min} .

G_{max} et G_{min} sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

V.3.2. CHARGES VARIABLES D'EXECUTION

• CHARGES DE CHANTIER CONNUES

Il s'agit des réactions des pieds de la poutre de lancement pour les ouvrages préfabriqués, et du poids de l'équipage mobile pour les ponts coulés sur place.

Pour notre ouvrage, on utilise des grues pour la pose des voussoirs. De ce fait, on ne prend pas en considération cette charge.

$$Q_{\text{prc}} = 0 \text{ kN}$$

• CHARGES DE CHANTIER ALEATOIRES

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- o Une charge répartie notée Q_{pra1} de 200 N/m^2 sur un demi-fléau dans les cas courants (portée $< 120\text{m}$), cette charge, qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;
- o Une charge concentrée notée Q_{pra2} de 100kN , appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.

Ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

$$Q_{\text{pra1}} = 0,2 \text{ kN / m}^2$$

$$Q_{\text{pra2}} = 100 \text{ kN}$$

V.3.3. EFFET DU VENT

L'effet vertical du vent n'est pas pris en compte pour les ouvrages de portée inférieure à 120 mètres. Et l'effet horizontal n'est à prendre en compte que pour les ouvrages de grande hauteur.

$$Q_w = 0 \text{ kN}$$

V.3.4. ACTIONS ACCIDENTELLES

Pour les ouvrages coulés sur place, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide, et pour les ouvrages préfabriqués, c'est la chute d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (F_A) [3].

Le poids d'un voussoir courant est donné par son poids linéique (tableau IV.2) multiplié par sa longueur, soit :

$$F_A = 149,90 \text{ kN} / \text{m} \times 2,40 \text{ m}$$

$$F_A = 359,76 \text{ kN}$$

La chute d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux (figure V.2).

V.3.5. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Les résultats du calcul effectué donnant les valeurs du moment renversant et stabilisant (tableau V.1) ainsi que ceux de l'effort normal (tableau V.2) sont présentés ci-après :

Tableau V.1. Moment renversant et stabilisant pour les phases de construction

Phases	x	$M_{G, \max}$	$M_{G, \min}$	M_{Qpra1}	M_{Qpar2}	M_{FA}
	(m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
VSP	1,05	100,41	-0,00	0,77	105,00	0,00
V1	3,45	925,78	-96,47	8,33	345,00	809,46
V2	5,85	2631,55	-889,48	23,96	585,00	1672,88
V3	8,25	5217,72	-2528,35	47,64	825,00	2536,31
V4	10,65	8684,29	-5013,11	79,40	1065,00	3399,73
V5	13,05	13031,26	-8343,73	119,21	1305,00	4263,16
V6	15,45	18258,63	-12520,23	167,09	1545,00	5126,58
V7	17,85	24366,40	-17542,61	223,04	1785,00	5990,00
V8	20,25	31354,56	-23410,85	287,04	2025,00	6853,43
V9	22,65	39223,12	-30124,97	359,12	2265,00	7716,85
V10	25,05	47972,09	-37684,96	439,25	2505,00	8580,28

Tableau V.2. Effort normal sur l'appui pour les phases de construction

Phases	x	$N_{G, max}$	$N_{G, min}$	N_{Qpra1}	N_{Qpar2}	N_{FA}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
VSP	1,05	151,49	0,00	1,47	100,00	0,00
V1	3,45	497,76	145,55	4,83	100,00	359,76
V2	5,85	844,03	478,24	8,19	100,00	359,76
V3	8,25	1190,30	810,93	11,55	100,00	359,76
V4	10,65	1536,57	1143,62	14,91	100,00	359,76
V5	13,05	1882,84	1476,31	18,27	100,00	359,76
V6	15,45	2229,11	1809,00	21,63	100,00	359,76
V7	17,85	2575,38	2141,69	24,99	100,00	359,76
V8	20,25	2921,65	2474,38	28,35	100,00	359,76
V9	22,65	3267,92	2807,08	31,71	100,00	359,76
V10	25,05	3679,07	3139,77	35,07	100,00	359,76

La figure représentant l'ensemble des phases de construction est donnée dans l'annexe A.

V.4. COMBINAISONS D'ACTION

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

- L'état limite ultime d'équilibre statique, où l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile ;
- L'état limite ultime de résistance, pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de ces phases, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Pour chaque état limite, compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle [3].

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

• **COMBINAISONS EN SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION (TYPE A)**

Pour les ouvrages préfabriqués, on étudie le fléau lors de la pose de la dernière paire de voussoirs. L'un des deux voussoirs est supposé brêlé à l'extrémité du fléau et libéré de l'engin de pose. L'autre voussoir n'est pas encore posé. Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir (figure V.1).

- Combinaison A1 : $1,1 \times (G_{max} + G_{min}) + 1,25 \times (Q_{prc, max} + Q_{prc, min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$
- Combinaison A2 : $0,9 \times (G_{max} + G_{min}) + 1,25 \times (Q_{prc, max} + Q_{prc, min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$

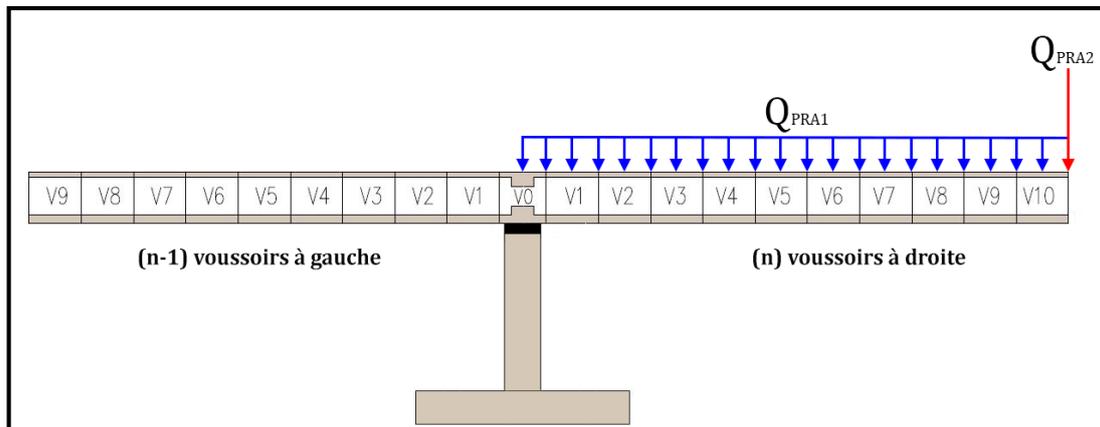


Figure V.1. Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages préfabriqués

• **COMBINAISONS ACCIDENTELLES DE CONSTRUCTION (TYPE B)**

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un voussoir (figure V.2).

- Combinaison B1 : $1,1 \times (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc, max} + Q_{prc, min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$
- Combinaison B2 : $0,9 \times (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc, max} + Q_{prc, min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

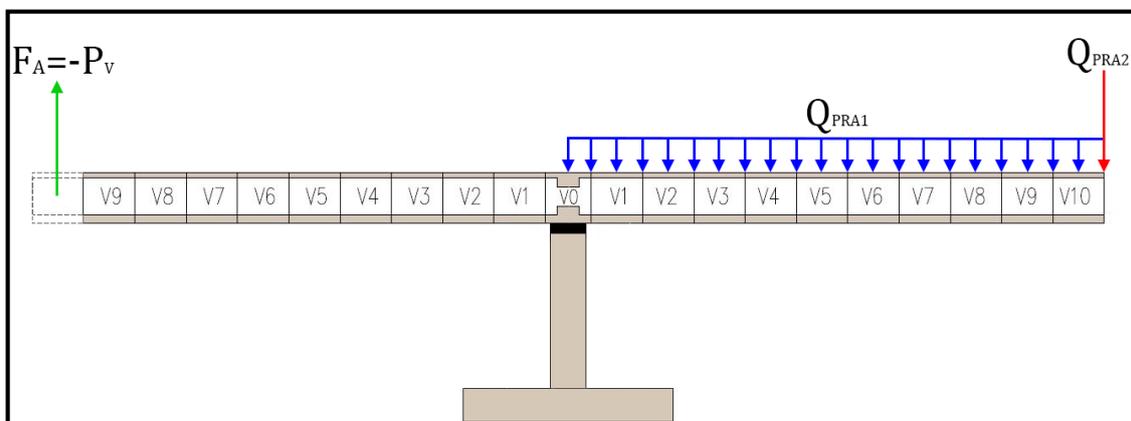


Figure V.2. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués

En appliquant les combinaisons précédentes de type *A* et *B*, on calcule *M* et *N* pour chacune des quatre combinaisons *A1*, *A2*, *B1* et *B2*, on obtient les résultats suivants :

Tableau V.3. Moment renversant sous combinaisons pour les phases de construction

Phases	<i>x</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>B1</i>	<i>B2</i>
	(<i>m</i>)	(<i>kN.m</i>)	(<i>kN.m</i>)	(<i>kN.m</i>)	(<i>kN.m</i>)
VSP	1,05	242,66	222,58	216,22	196,14
V1	3,45	1353,91	1188,04	2075,03	1909,17
V2	5,85	2677,48	2329,06	4198,13	3849,71
V3	8,25	4049,11	3511,24	6367,26	5829,38
V4	10,65	5468,80	4734,56	8582,43	7848,20
V5	13,05	6936,55	5999,04	10843,65	9906,14
V6	15,45	8452,35	7304,67	13150,91	12003,23
V7	17,85	10016,21	8651,46	15504,21	14139,45
V8	20,25	11628,14	10039,39	17903,55	16314,81
V9	22,65	13288,11	11468,48	20348,94	18529,31
V10	25,05	14996,15	12938,73	22840,36	20782,94

Tableau V.4. Effort normal sur l'appui sous combinaisons pour les phases de construction

Phases	<i>x</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>B1</i>	<i>B2</i>
	(<i>m</i>)	(<i>kN</i>)	(<i>kN</i>)	(<i>kN</i>)	(<i>kN</i>)
VSP	1,05	293,48	263,18	268,11	237,81
1	3,45	838,68	710,02	1172,24	1043,57
2	5,85	1589,74	1325,28	1922,45	1658,00
3	8,25	2340,80	1940,55	2672,67	2272,42
4	10,65	3091,85	2555,81	3422,88	2886,85
5	13,05	3842,91	3171,08	4173,10	3501,27
6	15,45	4593,96	3786,34	4923,32	4115,69
7	17,85	5345,02	4401,60	5673,53	4730,12
8	20,25	6096,08	5016,87	6423,75	5344,54
9	22,65	6847,13	5632,13	7173,96	5958,97
10	25,05	7669,56	6305,79	7995,55	6631,78

V.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

On appelle M et N les sollicitations résultantes des combinaisons. On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire (figure V.3).

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N (tableau V.5).

Tableau V.5. Excentricité de la résultante des efforts M/N

Phases	x	M/N			
		A1	A2	B1	B2
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
VSP	1,05	0,83	0,85	0,81	0,82
1	3,45	1,61	1,67	1,77	1,83
2	5,85	1,68	1,76	2,18	2,32
3	8,25	1,73	1,81	2,38	2,57
4	10,65	1,77	1,85	2,51	2,72
5	13,05	1,81	1,89	2,60	2,83
6	15,45	1,84	1,93	2,67	2,92
7	17,85	1,87	1,97	2,73	2,99
8	20,25	1,91	2,00	2,79	3,05
9	22,65	1,94	2,04	2,84	3,11
10	25,05	1,96	2,05	2,86	3,13

On pose les deux palées provisoires à $0,3m$ des extrémités des deux premiers voussoirs (figure V.3).

$$\text{D'où } e = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \frac{e}{2} = 3,15 \text{ m}$$

Pour toutes les phases de construction, on a :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{e}{2}$$

Dans le cas où $M/N < e/2$, le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles [3].

On prend deux paires de câbles de 12T15S.

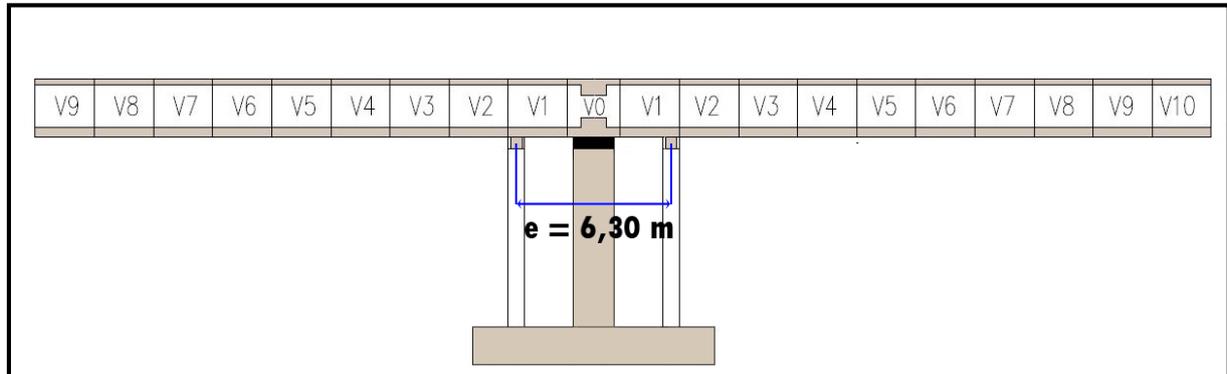


Figure V.3. Mise en place des palées provisoires

V.6. CONCLUSION

La construction des tabliers en encorbellement à partir des piles peut être dangereuse, c'est pour cela qu'on doit prendre toutes les précautions pour maintenir l'équilibre des fléaux en cours de confection.

Pour assurer la stabilité de nos fléaux, on adopte des palées installées à 0,3m des extrémités des premiers voussoirs, mais un clouage de stabilisation minimum est nécessaire pour assurer la sécurité jusqu'à ce que les palées puissent être mises en place.

CHAPITRE VI

**ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

VI.1. INTRODUCTION

Le principe de base de la précontrainte est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes, la première étape étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale et puis coller les voussoirs les uns aux autres.

La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rive construites sur cintre par une précontrainte appelée précontrainte de continuité. Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension, les caractéristiques des câbles utilisés sont définies au chapitre II du présent document.

VI.2. CABLAGE DE L'OUVRAGE

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction (phase isostatique) ;
- Les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties construites sur cintre des travées de rive.

Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton, la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton.

En plus de ces deux familles de câbles, on ajoutera des câbles de clavage $2 \times 12T15S$ nécessaires lors des clavages de rive ou intermédiaires entre fléaux consécutifs afin de solidariser la structure et la rendre hyperstatique.

VI.3. CABLES DE FLEAU

VI.3.1. GENERALITES

Les câbles de fléaux s'ancrent dans tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes, et on les ancre dans des plaques d'ancrage. Il y a donc au moins autant de paires de câbles de fléau que de voussoirs dans un demi-fléau.

VI.3.2. DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

VI.3.2.1. DETERMINATION DES EFFORTS DE PRECONTRAINTE

Le poids propre du tablier et les charges de chantiers produisent un moment négatif maximal sur pile qui décroît jusqu'à l'extrémité de la console, ce qui génère des contraintes de tractions en fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures. Les câbles sont dimensionnés et disposés de façon à s'opposer à ces contraintes et avoir en chaque section des contraintes en fibre supérieures et inférieures assez petites par rapport aux contraintes admissibles fixées par les règlements en vigueur B.P.E.L [5].

Les contraintes générées par la précontrainte sont données par les formules suivantes :

$$\text{Au niveau des fibres supérieures} \Rightarrow \sigma_{P \text{ sup}} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I}$$

$$\text{Au niveau des fibres inférieures} \Rightarrow \sigma_{P \text{ inf}} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{I}$$

- $\sigma_{P \text{ sup}}$: contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte ;
- $\sigma_{P \text{ inf}}$: contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte ;
- P : force de précontrainte ;
- B : aire de la section ;
- e : excentricité de la précontrainte par rapport au centre de gravité ;
- v : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;
- v' : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure ;
- I : moment d'inertie longitudinal de la section.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{I} - \frac{M \times v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- $\bar{\sigma}_{bt}$: contrainte admissible de traction du béton ;
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de compression du béton.

La détermination des efforts sera faite pour un demi-fléau, afin de déterminer par la suite le câblage de ce dernier, l'autre moitié du fléau aura le même câblage du fait de la symétrie.

En plus du poids propre du tablier, des charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier, pendant la construction des fléaux.

Ces charges sont les suivantes :

- Une charge répartie Q_{pra1} de 200 N/m^2 sur un demi-fléau, correspondant aux personnels et aux actions climatiques diverses dont l'action vertical du vent ;
- Une charge concentrée Q_{pra2} de 100 kN appliquée en bout du demi-fléau représentant le poids des rouleaux de câbles et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

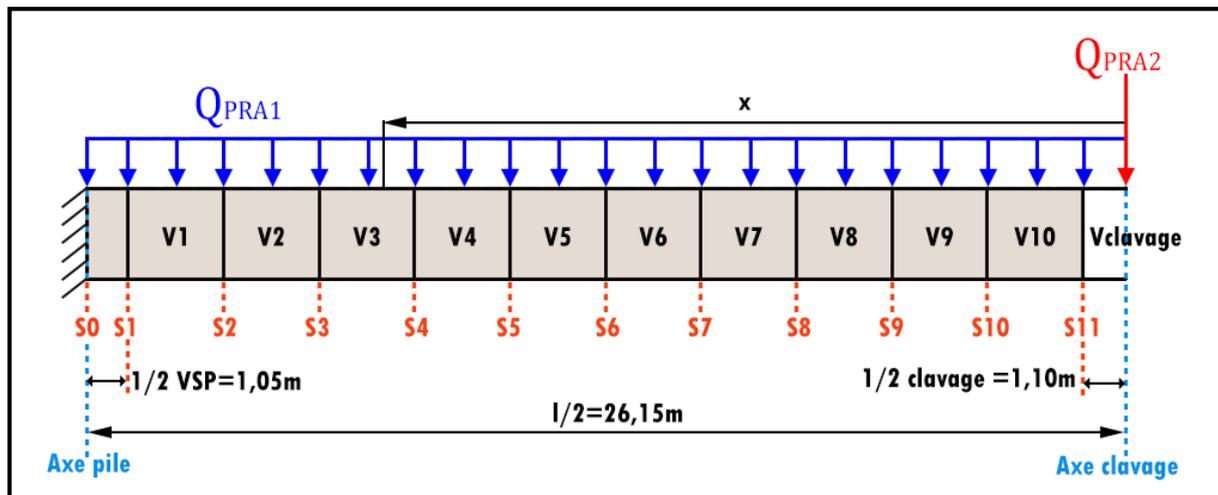


Figure VI.1. Actions appliquées sur un demi-fléau

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant dus aux actions appliquées au demi-fléau en cours de construction.

Tableau VI.1. Moments fléchissant du demi-fléau

Sections	x (m)	M_G (kN.m)	M_{Qpra1} (kN.m)	M_{Qpra2} (kN.m)	M_{total} (kN.m)
S11	1,1	-90,66	-0,85	-110	-201,51
S10	3,5	-917,83	-8,58	-350	-1276,41
S9	5,9	-2608,14	-24,37	-590	-3222,51
S8	8,3	-5161,58	-48,22	-830	-6039,81
S7	10,7	-8578,16	-80,14	-1070	-9728,31
S6	13,1	-12857,88	-120,13	-1310	-14288,01
S5	15,5	-18000,73	-168,18	-1550	-19718,91
S4	17,9	-24006,72	-224,29	-1790	-26021,01
S3	20,3	-30875,84	-288,46	-2030	-33194,31
S2	22,7	-38608,10	-360,70	-2270	-41238,81
S1	25,1	-47203,50	-441,01	-2510	-50154,51
S0	26,15	-51235,40	-478,68	-2615	-54344,91

VI.3.2.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

En classe I du règlement B.P.E.L, on doit s'assurer qu'en situation d'exécution, les contraintes de tractions ne dépassent pas la contrainte admissible de traction. Les câbles de fléau sont donc dimensionnés en considérant la contrainte normale de traction en fibre supérieure.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

En adoptant comme résistance du béton au moment de pose des voussoirs et de la mise en tension des câbles de précontrainte $f_{cj} = f_{c28} = 45 \text{ MPa}$.

La contrainte admissible en fibre supérieure devient [3]:

$$\bar{\sigma}_{bt} = -(0,7 \times f_{tj} - k \times f_{cj}) \text{ avec } k=0,02$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -(0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 45) - 0,02 \times 45) \times 10^3 = -1,41 \text{ MPa}$$

L'effort P développé par les câbles de fléau dans la section sur pile doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt} \Rightarrow P \geq \frac{\bar{\sigma}_{bt} - \frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I}}$$

Dans cette dernière expression, P et e sont des inconnues, pour cela on se fixe e et on détermine P . On suppose une répartition sur un seul lit ce qui nous permet de calculer e :

$$e = v - 1,5 \times \phi_g = 1,02 - 1,5 \times 0,09 = 0,885 \text{ m}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où le moment est maximal ($M_{S0} = -54344,91 \text{ kN.m}$), en remplaçant les différents paramètres dans la formule de la force de précontrainte, on obtient :

$$P \geq \frac{-1,41 \times 10^3 - \frac{-54344,91 \times 1,02}{4,96}}{\frac{1}{10,73} + \frac{0,885 \times 1,02}{4,96}} = 35481,43 \text{ kN}$$

On utilise des câbles $12T15S$, ces câbles sont tendus à $(0,9 \times f_{peg})$ et subissent des pertes estimées à 30%. La force utile P_u peut donc être estimée par :

$$P_u = (1 - 0,30) \times P_0 \quad \text{avec} \quad P_0 = \min\left\{(0,8 \times f_{prg} \times A_p); (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\right\} = 2592 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_u = 1814,4 \text{ kN}$$

Le nombre de câbles N est donné par l'équation :

$$N \geq \frac{P}{P_u} = \frac{35481,43}{1814,40} = 19,56 \Rightarrow N = 20 \text{ câbles } 12T15S$$

- k : coefficient prenant en compte certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) ;
- ϕ_g : diamètre de la gaine du câble égale à 9 cm .

Les câbles nécessaires pour un demi-fléau sont mentionnés dans le tableau VI.2.

Tableau VI.2. Détermination du nombre de câbles de fléau

Sections	v	B	I	e	M_{total}	P	N	N retenus
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(kN.m)	(kN)		
S11	1,01	5,66	3,81	0,875	-201,51	-3320,88	-1,83	2
S10	1,01	5,66	3,81	0,875	-1276,41	-2623,90	-1,45	4
S9	1,01	5,66	3,81	0,875	-3222,51	-1362,04	-0,75	6
S8	1,01	5,66	3,81	0,875	-6039,81	464,72	0,26	8
S7	1,01	5,66	3,81	0,875	-9728,31	2856,37	1,57	10
S6	1,01	5,66	3,81	0,875	-14288,01	5812,91	3,20	12
S5	1,01	5,66	3,81	0,875	-19718,91	9334,35	5,14	14
S4	1,01	5,66	3,81	0,875	-26021,01	13420,67	7,40	16
S3	1,01	5,66	3,81	0,875	-33194,31	18071,89	9,96	18
S2	1,01	5,66	3,81	0,875	-41238,81	23288,00	12,84	20
S1	1,01	5,66	3,81	0,875	-50154,51	29069,01	16,02	20
S0	1,02	10,73	4,96	0,885	-54344,91	35481,43	19,56	20

VI.3.2.3. REPARTITION DES CABLES

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir au fur et à mesure de l'avancement.

Tableau VI.3. Répartition des câbles de fléau

Sections	x	N retenus	N retenus/âme	N arrêtés/âme
	(m)			
S11	1,1	2	1	1
S10	3,5	4	2	1
S9	5,9	6	3	1
S8	8,3	8	4	1
S7	10,7	10	5	1
S6	13,1	12	6	1
S5	15,5	14	7	1
S4	17,9	16	8	1
S3	20,3	18	9	1
S2	22,7	20	10	1
S1	25,1	20	10	0
S0	26,15	20	10	0

La figure suivante montre l'allure des câbles de fléau :

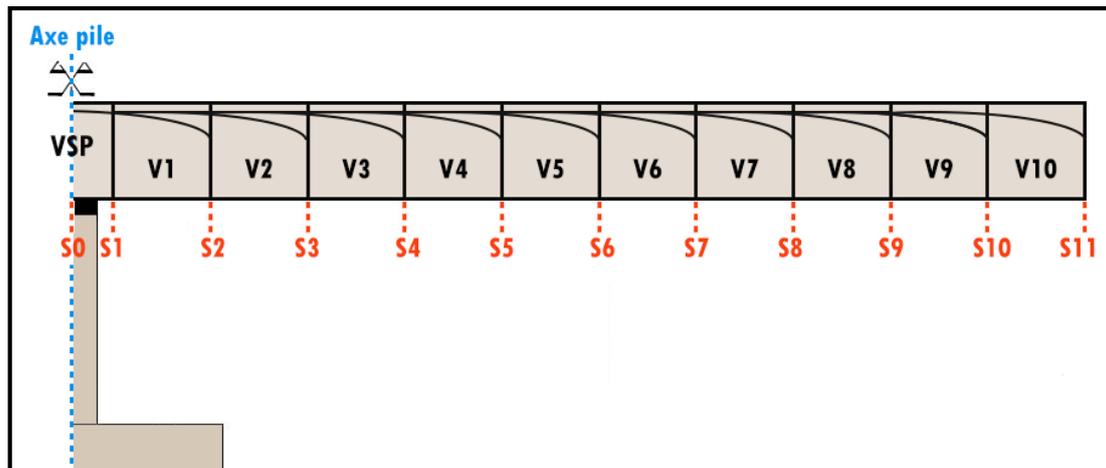


Figure VI.2. Répartition des câbles de fléau

VI.3.2.4. POSITION, ENROBAGE ET TRACE DES CABLES DE FLEAU

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs et dans l'hourdis supérieur du voussoir.

VI.3.2.4.1. POSITION DES CABLES DE FLEAU

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

Les voussoirs étant préfabriqués ils seront donc tous similaires, chaque voussoir comprendra 20 points de passage des câbles et 2 points pour leurs ancrages, soit 10 points de passage et un point d'ancrage par demi-voussoir, réparti comme suit :

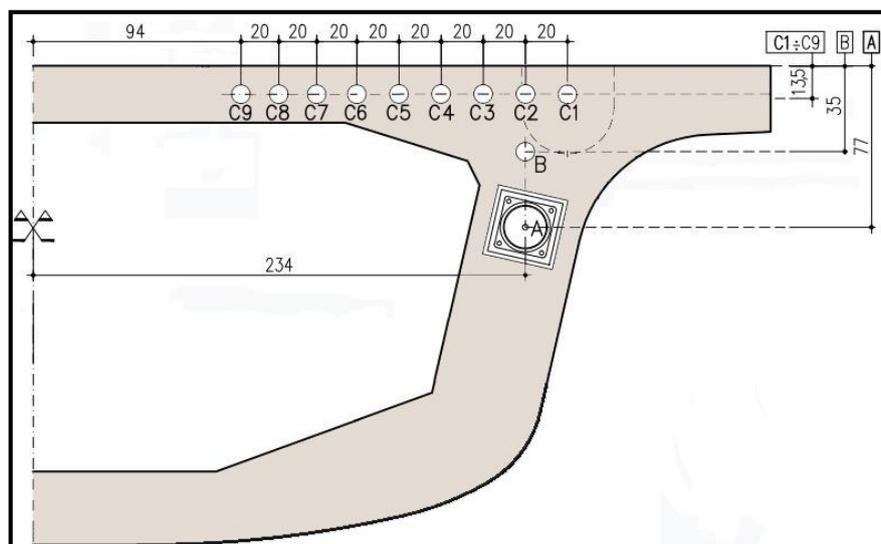


Figure VI.3. Points de passage des câbles de fléau

La section étudiée pour déterminer les points de passage des câbles, correspond à la section qui est traversée par la totalité des câbles dont deux câbles arrêtées dans cette même section (section S2).

Les points nécessaires pour un demi-voussoir sont :

- *C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9* : points de passage dans l'hourdis supérieur et dans le gousset supérieur réparti sur un seul lit. La position de ces points doit permettre un bon enrobage des câbles, soit :

$$d_{vC} = 1,5 \times \phi_g = 13,5 \text{ cm} \quad \phi_g \text{ désignant le diamètre de la gaine}$$

- *C1* : point de passage des câbles de fléau et point d'ancrage des câbles de clavage. Sa position doit permettre le passage du vérin qui sert à la mise en tension des câbles de clavage.
 - *A* : point d'ancrage des câbles arrêtés. Pour arrêter les câbles de fléau, il faut les descendre légèrement et progressivement dans la partie supérieure des âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, on choisit $d_{vA} = 77 \text{ cm}$.
 - *B* : point de passage des câbles à arrêter avant l'ancrage. Pour faciliter la descente des câbles de fléau jusqu'au point d'ancrage, on place un point de passage *B* entre le lit des câbles et le point d'ancrage, on choisit $d_{vB} = 35 \text{ cm}$.
- d_v : distance verticale entre le point considéré et l'extrados du tablier.

VI.3.2.4.2. ENROBAGE ET ESPACEMENT DES CABLES DE FLEAU

Dans le cas de la post-tension les armatures de précontraintes doivent vérifier les conditions suivantes :

- **DISTANCE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE AUX PAREMENTS**

La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après :

$$c \geq \left\{ \begin{array}{l} \phi_g = 9 \text{ cm} \\ d = 5 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

- **ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE**

En section courante, l'espacement (espacement horizontal e_H , espacement vertical e_v) des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes du BPEL :

$$\left. \begin{array}{l} e_H \geq 1,5 \times \phi_g \Rightarrow e_H \geq 1,5 \times \phi_g = 13,5 \text{ cm} \\ e_v \geq 1,2 \times \phi_g \Rightarrow e_v \geq 1,2 \times \phi_g = 10,8 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

VI.3.2.4.3. TRACE DES CABLES DU DEMI-FLEAU

Pour s’ancrer dans l’axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations en plan et en élévation.

De façon générale, le tracé des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Les déviations des conduits sont limitées au minimum pour diminuer les pertes de précontraintes ;
- Les rayons de courbure des conduits sont conformes aux valeurs minimales définies dans les arrêtés d’agrément ($R_{min}=6m$) ;
- En l’absence de dispositions figurant aux arrêtés d’agrément, les conduits comportent une partie rectiligne au voisinage des ancrages d’une longueur égale ou supérieure à 0,50m ;
- La disposition des ancrages est telle qu’elle puisse permettre un cachetage facile ainsi qu’une bonne protection de l’armature contre les infiltrations d’eau ;
- La variation de la courbure est très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l’exécution.

En tenant compte de ces conditions, on a choisi le tracé suivant :

❖ TRACE DES CABLES EN ELEVATION

Le câblage du fléau suit un tracé rectiligne jusqu’aux deux derniers voussoirs ou il emprunte une courbe d’équation générale : $y(x) = ax^3 + bx^2 + cx + d$, et rejoindre le point d’ancrage situé dans l’âme afin de bénéficier de la réduction des contraintes de cisaillement.

On prend un angle de relevage à l’ancrage de $\alpha_a = 10^\circ$

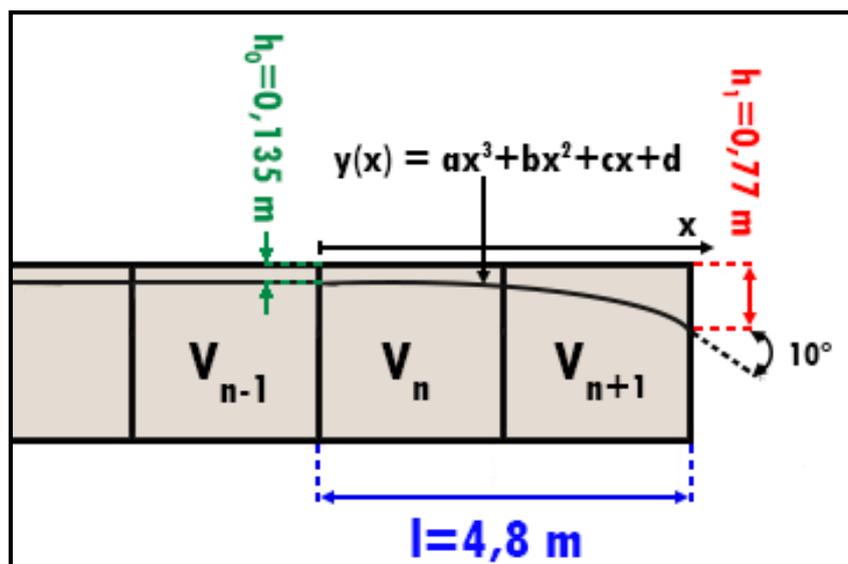


Figure VI.4. Tracé des câbles en élévation

- h_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieur ;
- h_0 : distance du câble d'ancrage à la fibre supérieur ;
- l : distance sur laquelle se fait la courbure (la longueur des deux derniers voussoirs $l= 4,8m$).

Les conditions aux limites sont les suivantes :

$$y(x=l=4,8\text{ m})=h_1=0,77\text{ m}$$

$$y(x=0)=h_0=0,135\text{ m}$$

$$y'(x=0)=\tan(\alpha)=0$$

$$y'(x=l=4,8\text{ m})=\tan(\alpha)=\tan(10^\circ)=0,1763$$

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

Tableau VI.4. Equation du tracé des câbles en élévation

Forme de l'équation	$y(x) = a \times x^3 + b \times x^2 + c \times x + d$
$x=0$ $y= -h_0$	$y=-h_0 \rightarrow d=h_0$ $y'=0 \rightarrow c=0$
$x=l=4,8m$ $y= -h_1$	$\begin{cases} y=h_1 \\ y'=\tan(\alpha_a) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} a=\frac{\tan(\alpha_a)}{l^2} - \frac{2 \times (h_1 - h_0)}{l^3} \\ b=\frac{-\tan(\alpha_a)}{l} + \frac{3 \times (h_1 - h_0)}{l^2} \end{cases}$
Equation du tracé	$y(x) = \left(\frac{\tan(\alpha_a)}{l^2} - \frac{2 \times (h_1 - h_0)}{l^3} \right) \times x^3 + \left(\frac{-\tan(\alpha_a)}{l} + \frac{3 \times (h_1 - h_0)}{l^2} \right) \times x^2 + h_0$ $y(x) = -0,003832 \times x^3 + 0,04595 \times x^2 + 0,135$
Dérivée de l'équation du tracé	$y'(x) = 3 \times \left(\frac{\tan(\alpha_a)}{l^2} - \frac{2 \times (h_1 - h_0)}{l^3} \right) \times x^2 + 2 \times \left(\frac{-\tan(\alpha_a)}{l} + \frac{3 \times (h_1 - h_0)}{l^2} \right) \times x$ $y'(x) = -0,011496 \times x^2 + 0,0919 \times x$

La courbe de l'équation du tracé est donnée dans la figure suivante :

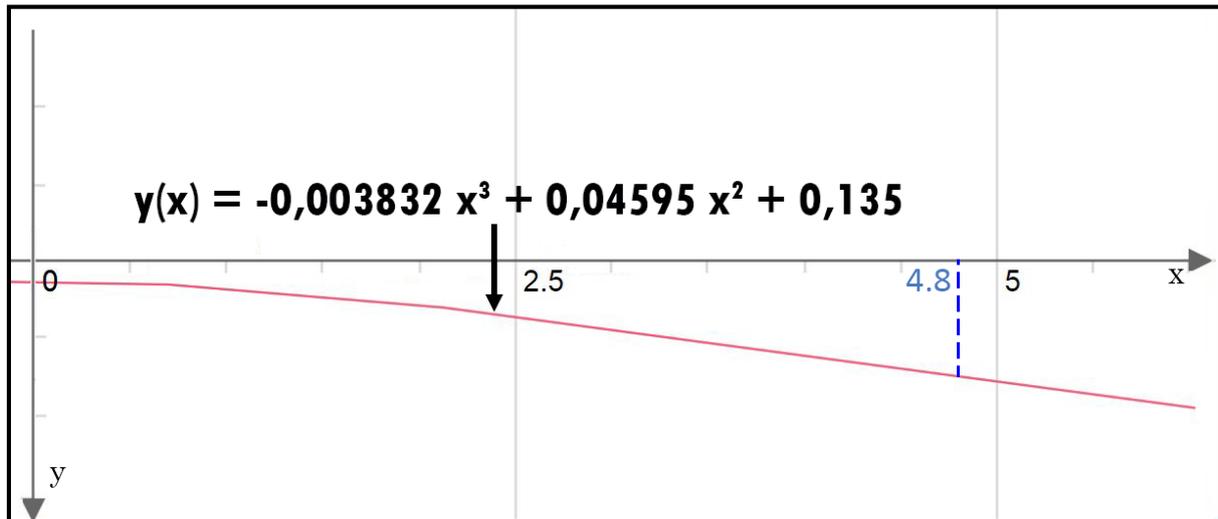


Figure VI.5. Courbe de l'équation du tracé

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \times (h_1 - h_0)} \geq R_{min}$$

Le rayon minimal (R_{min}) pour les câbles 12T15S est de 6m.

La déviation verticale est définie par l'expression :

$$\begin{aligned} \tan(\alpha_n) &= \frac{d(y(x))}{dx} = 3 \times \left(\frac{\tan(\alpha_a)}{l^2} - \frac{2 \times (h_1 - h_0)}{l^3} \right) \times x^2 + 2 \times \left(\frac{\tan(\alpha_a)}{l} + \frac{3 \times (h_1 - h_0)}{l^2} \right) \times x \\ &= -0,011496 \times x^2 + 0,0919 \times x \end{aligned}$$

$$\text{Soit } \alpha_n(x) = \arctan(-0,011496 \times x^2 + 0,0919 \times x)$$

On vérifie la condition sur le rayon de courbure pour notre tracé :

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \times (h_1 - h_0)} = \frac{4,8^2}{2 \times (0,77 - 0,135)} = 18,14 \text{ m} \geq 6 \text{ m}$$

La déviation verticale à l'ancrage est donc :

$$\alpha_n(4,8) = \arctan(-0,011496 \times 4,8^2 + 0,0919 \times 4,8) = 0,1763 \text{ rad} \approx 10^\circ$$

❖ TRACE DES CABLES EN PLAN

Pour le tracé des câbles en plan, on se contente de suivre les points de passage des câbles comme mentionné dans le tableau VI.5.

Le tracé des câbles en plan est caractérisé par les déviations en plan de ces câbles notées β , les valeurs de ces déviations, ainsi que les détails des calculs obtenus à l'aide de logiciel Autocad sont donnés dans l'annexe B.

Tableau VI.5. Points de passage des câbles

Numéro de câble	Points de passage des câbles
1	$B \rightarrow A$
2	$C1 \rightarrow B \rightarrow A$
3	$C2 \rightarrow C2 \rightarrow B \rightarrow A$
4	$C3 \rightarrow C3 \rightarrow C2 \rightarrow B \rightarrow A$
5	$C4 \rightarrow C4 \rightarrow C4 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$
6	$C5 \rightarrow C5 \rightarrow C5 \rightarrow C5 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$
7	$C5 \rightarrow C5 \rightarrow C5 \rightarrow C5 \rightarrow C6 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$
8	$C7 \rightarrow C7 \rightarrow C7 \rightarrow C7 \rightarrow C7 \rightarrow C6 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$
9	$C8 \rightarrow C8 \rightarrow C8 \rightarrow C8 \rightarrow C8 \rightarrow C7 \rightarrow C5 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$
10	$C9 \rightarrow C9 \rightarrow C9 \rightarrow C9 \rightarrow C9 \rightarrow C9 \rightarrow C8 \rightarrow C5 \rightarrow C3 \rightarrow B \rightarrow A$

VI.4. CABLES DE CONTINUITE

VI.4.1. GENERALITES

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les efforts en phase d'exploitation ainsi que toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

VI.4.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional version 2014, les résultats des moments fléchissant minimums et maximums obtenus à partir des différentes combinaisons à l'ELS (tableau IV.11) dans les travées intermédiaires et dans les travées de rives sont représentés dans le tableau VI.6 et tableau VI.9.

VI.4.3. CABLES DE CONTINUITÉ SUPERIEURS

En complément des câbles de fléau, des câbles de continuité doivent être ajoutés au niveau de la pile pour reprendre les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Pour les travées intermédiaires, la détermination des efforts sera faite pour une demi-travée (tableau VI.6), afin de déterminer par la suite le câblage de cette dernière, l'autre moitié de la travée aura le même câblage du fait de la symétrie.

Les moments négatifs M_{min} servant à déterminer le nombre de câbles de continuité sur pile sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Moments fléchissant minimum et maximum dans les travées intermédiaires

Sections	M_{min}	Combinaisons	M_{max}	Combinaisons
	(kN.m)		(kN.m)	
S12	13299,50	$G + D240$	38282,67	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S11	12951,63	$G + D240$	38029,32	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S10	11532,33	$G + D240$	36522,96	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S9	9158,54	$G + D240$	33665,88	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S8	5830,27	$G + D240$	29424,27	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S7	1547,51	$G + D240$	23863,02	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S6	-3689,74	$G + D240$	16944,39	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S5	-9881,47	$G + D240$	8729,61	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S4	-17027,69	$G + D240$	-729,73	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S3	-25128,38	$G + D240$	-11822,12	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S2	-34183,51	$G + D240$	-20439,1	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S1	-44498,28	$G + D240$	-30093,15	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S0	-49424,31	$G + D240$	-34685,09	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$

Les moments positifs M_{max} , données dans le tableau ci-dessus serviront à dimensionner les câbles continuité inférieurs dans les travées intermédiaires, ainsi qu'aux vérifications des contraintes dans les fibres extrêmes au sein de ces mêmes travées.

VI.4.3.1. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

Le nombre de câbles de continuité sur pile est déterminé avec le M_{min} du tableau VI.6 de la même façon que les câbles de fléau, c'est à dire en considérant la contrainte normale de traction en fibre supérieure.

En situation d'exploitation (classe I du règlement B.P.E.L), aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section considérée, on aura donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \geq 0$$

L'effort P développé par les câbles dans la section sur pile doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{-\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I}}$$

La détermination du nombre de câbles pour une demi-travée se fait au niveau de la section sur pile où le moment négatif est maximal ($M_{S0} = -49424,31 \text{ kN.m}$) en prenant e comme étant l'excentricité équivalente des câbles de fléau.

En remplaçant les différents paramètres dans la formule de la force de précontrainte, on obtient :

$$P \geq \frac{-\frac{49424,31 \times 1,02}{4,96}}{\frac{1}{10,73} + \frac{0,869 \times 1,02}{4,96}} = 37379,32 \text{ kN}$$

En utilisant des câbles **12T15S** dont la force utile P_u est de $1814,4 \text{ kN}$, le nombre de câbles N devient :

$$N \geq \frac{P}{P_u} = \frac{37379,32}{1814,40} = 20,60 \Rightarrow N = 21 \text{ câbles } 12T15S$$

Les résultats obtenus pour l'ensemble des sections de la demi-travée sont donnés dans le tableau VI.7.

Tableau VI.7. Détermination du nombre de câbles de continuité sur pile

Sections	v	B	e	I	M_{min}	P	N	N fléau
	(m)	(m ²)	(m)	(m ⁴)	(kN.m)	(kN)		
S11	1,01	5,66	0,240	3,81	12951,63	-14275,85	-7,9	2
S10	1,01	5,66	0,450	3,81	11532,33	-10322,15	-5,7	4
S9	1,01	5,66	0,592	3,81	9158,54	-7274,99	-4,0	6
S8	1,01	5,66	0,663	3,81	5830,27	-4384,52	-2,4	8
S7	1,01	5,66	0,705	3,81	1547,51	-1127,72	-0,6	10
S6	1,01	5,66	0,733	3,81	-3689,74	2634,45	1,5	12
S5	1,01	5,66	0,754	3,81	-9881,47	6954,80	3,8	14
S4	1,01	5,66	0,769	3,81	-17027,69	11857,80	6,5	16
S3	1,01	5,66	0,781	3,81	-25128,38	17356,30	9,6	18
S2	1,01	5,66	0,790	3,81	-34183,51	23457,70	12,9	20
S1	1,01	5,66	0,854	3,81	-44498,28	29260,93	16,1	20
S0	1,02	10,73	0,869	4,96	-49424,31	37379,32	20,6	20

Les câbles de fléau suffisent pour reprendre les charges d'exploitation, sauf au niveau de la section sur pile où on aura besoin d'un câble *12T15S* supplémentaire.

A ce stade, on fait le choix de ne pas utiliser de câbles extérieurs, les câbles extérieurs seront remplacés par des câbles éclisses (intérieurs au béton), plus économiques car plus courts.

Pour que le câblage de continuité soit entièrement intérieur au béton, on décide de répartir le câble *12T15S* supplémentaire nécessaire à la section sur pile sur les deux premières paires de câbles de fléau, on remplacera donc ces deux premières paires de câbles servant à la construction du fléau par des câbles *15T15S* en gardant la même répartition et le même tracé de câbles précédent.

La figure suivante montre la répartition des câbles de continuité supérieurs.

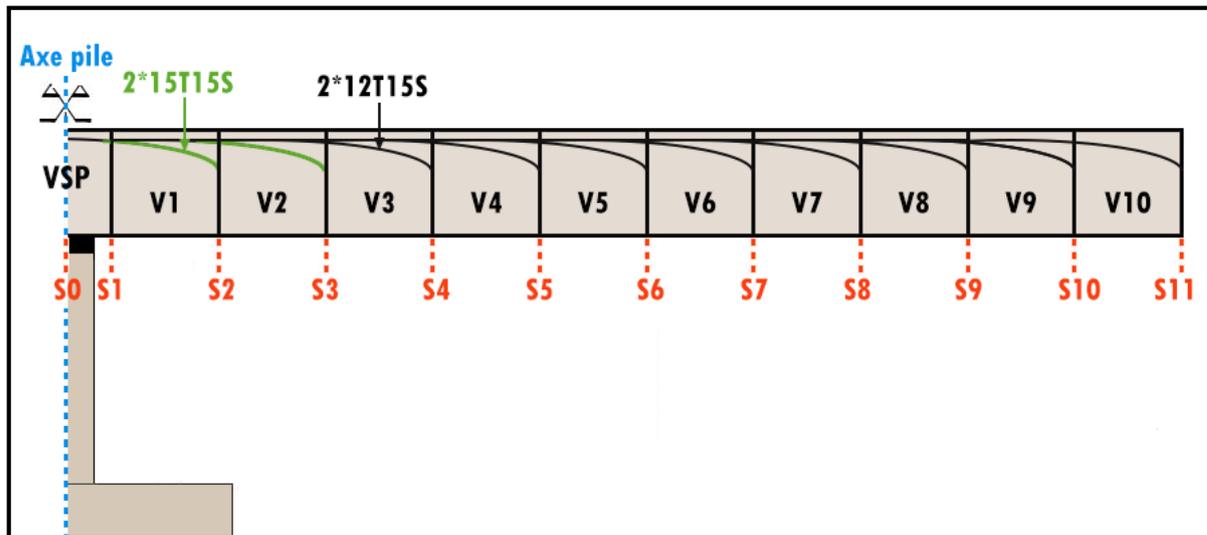


Figure VI.6. Répartition des câbles de fléau (câbles de continuité supérieurs)

VI.4.4. CABLES DE CONTINUITE INFERIEURS

Les câbles de continuité inférieurs sont dimensionnés pour reprendre les moments positifs dus aux charges d'exploitation, au gradient thermique et aux déformations différées du béton. Dans les travées de rive, ils doivent également reprendre le poids des parties construites sur cintre.

Ils sont situés dans les goussets inférieurs du caisson, près des âmes. Leurs ancrages sont logés dans des bossages situés à la liaison entre les âmes et le hourdis inférieurs.

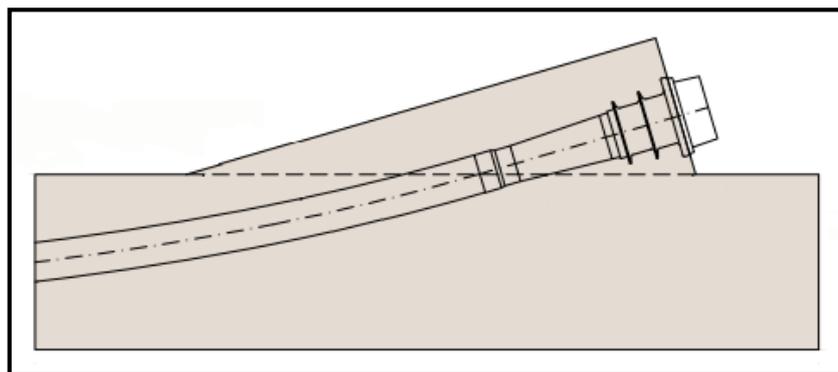


Figure VI.7. Bossage pour l'ancrage des câbles inférieurs

VI.4.4.1. TRAVEES INTERMEDIAIRES

Les câbles de continuité inférieurs des travées intermédiaires doivent reprendre les moments positifs suivants :

- M_{max} : Moment maximum donné dans le tableau VI.5 ;
- $M_{c.fléau}$: Moment provoquant la même contrainte en fibre inférieure que celle provoquée par les câbles de fléau ;

$$M_{c.fléau} = \frac{I}{v'} \times \frac{P_f}{B} + P_f \times e_f \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_f : \text{force de précontrainte des câbles de fléau} \\ e_f : \text{excentricité des câbles de fléau} \end{cases}$$

- $M_{c.clavage}$: Moment provoquant la même contrainte en fibre inférieure que celle provoquée par les câbles de clavage ;

$$M_{c.clavage} = \frac{I}{v'} \times \frac{P_c}{B} + P_c \times e_c \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_c : \text{force de précontrainte des câbles de clavage} \\ e_c : \text{excentricité des câbles de clavage} \end{cases}$$

- M_{fluage} : Moment dû au fluage, en première approximation, on se réserve une marge de -1 MPa sur la contrainte en fibre inférieure. Cette réserve nous conduit à calculer un moment de fluage dans la travée intermédiaire [3] :

$$\sigma_{fluage} = -\frac{M_{fluage} \times v'}{I} \Rightarrow M_{fluage} = -\sigma_{fluage} \times \frac{I}{v'}$$

Pour le calcul du $M_{c.fléau}$ et $M_{c.clavage}$, on donne la répartition des câbles de fléau et des câbles de clavage suivante :

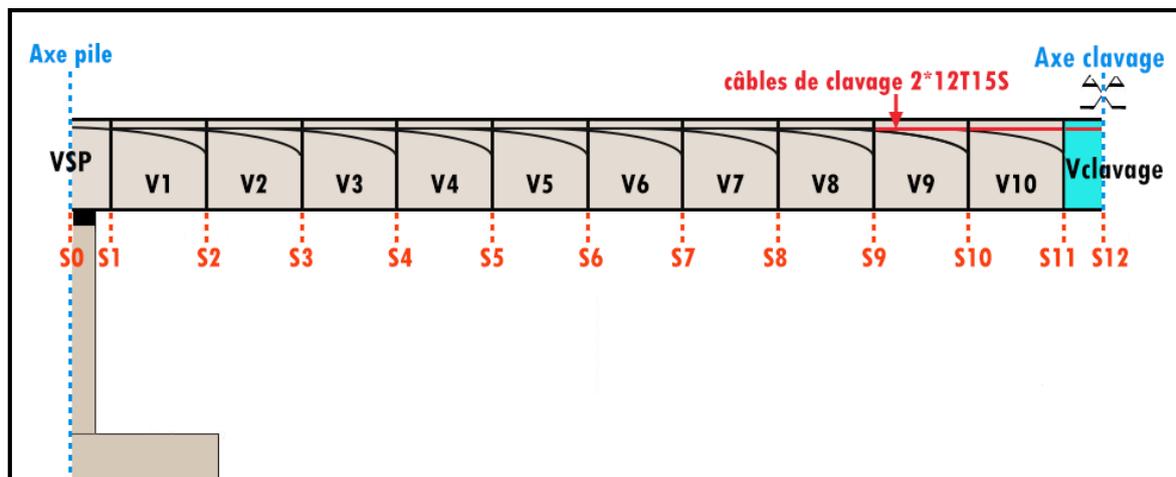


Figure VI.8. Disposition des câbles de fléau et des câbles de clavage

Les résultats des différents moments ainsi que le moment total sont représentés dans le tableau VI.8.

Tableau VI.8. Moments fléchissant totaux dans les travées intermédiaires

Sections	M_{max}	M_{fluage}	$M_{c.fléau}$	$M_{c.clavage}$	M_{total}
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
S12	38282,67	2955,81	0,00	1279,46	42517,94
S11	38029,32	2955,81	-1024,82	1279,46	41239,77
S10	36522,96	2955,81	-525,55	1279,46	40232,69
S9	33665,88	2955,81	753,92	1279,46	38655,07
S8	29424,27	2955,81	2033,39	0	34413,47
S7	23863,02	2955,81	3312,85	0	30131,69
S6	16944,39	2955,81	4592,32	0	24492,53
S5	8729,61	2955,81	5871,79	0	17557,21
S4	-729,73	2955,81	7151,26	0	9377,34
S3	-11822,12	2955,81	8176,33	0	-689,98
S2	-20439,1	2955,81	9547,96	0	-7935,33
S1	-30093,15	2955,81	12443,74	0	-14693,60
S0	-34685,09	3875,00	18815,99	0	-11995,66

VI.4.4.1.1. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

Les câbles de continuité inférieurs sont dimensionnés en considérant la contrainte normale de traction en fibre inférieure.

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v'}{I} - \frac{M \times v'}{I} \geq 0$$

L'effort P développé par les câbles de continuité inférieurs dans la section à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v'}{I} - \frac{M \times v'}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v'}{I}}$$

On prend un enrobage moyen de 23cm car les câbles sont situés dans le gousset inférieur dont la surface extérieure a été arrondi pour des raisons esthétiques, chaque câble aura son propre enrobage. Pour simplifier les calculs on prendra une excentricité équivalente de 1,06m.

$$e = v' - 0,23 = 1,06 \text{ m}$$

La détermination du nombre de câbles se fait au niveau de la section à mi-travée où le moment positif est maximal ($M_{S12} = 42517,94 \text{ kN.m}$), en remplaçant les différents paramètres dans la formule de la force de précontrainte, on obtient :

$$P \geq \frac{42517,94 \times 1,29}{\frac{3,813}{\frac{1}{5,658} + \frac{1,06 \times 1,29}{3,813}}} = 26869,05 \text{ kN}$$

On utilise des câbles 15T15S, ces câbles sont tendus à $(0,9 \times f_{peg})$ et subissent des pertes estimées à 30%. La force utile P_u peut donc être estimée par :

$$P_u = (1 - 0,30) \times P_0 \quad \text{avec} \quad P_0 = \min\left\{\left(0,8 \times f_{prg} \times A_p\right); \left(0,9 \times f_{peg} \times A_p\right)\right\} = 3240 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_u = 2268 \text{ kN}$$

Le nombre de câbles est donné par l'équation :

$$N \geq \frac{P}{P_u} = \frac{26869,05}{2268,00} = 11,84 \Rightarrow N = 12 \text{ câbles } 15T15S$$

Les câbles nécessaires pour une demi-travée sont mentionnés dans le suivant :

Tableau VI.9. Détermination du nombre de câbles inférieurs dans les travées intermédiaires

Sections	v'	B	I	e	M_{totale}	P	N	N retenu
	(m)	(m^2)	(m^4)	(m)	($kN.m$)	(kN)		
S12	1,29	5,66	3,81	1,06	42517,94	26869,05	11,85	12
S11	1,29	5,66	3,81	1,06	41239,77	26061,32	11,49	12
S10	1,29	5,66	3,81	1,06	40232,69	25424,89	11,21	12
S9	1,29	5,66	3,81	1,06	38655,07	24427,93	10,77	12
S8	1,29	5,66	3,81	1,06	34413,47	21747,46	9,59	10
S7	1,29	5,66	3,81	1,06	30131,69	19041,61	8,40	10
S6	1,29	5,66	3,81	1,06	24492,53	15477,96	6,82	8
S5	1,29	5,66	3,81	1,06	17557,21	11095,21	4,89	6
S4	1,29	5,66	3,81	1,06	9377,34	5925,97	2,61	4
S3	1,29	5,66	3,81	1,06	-689,98	-436,03	-0,19	2
S2	1,29	5,66	3,81	1,06	-7935,33	-5014,70	-2,21	0
S1	1,29	5,66	3,81	1,06	-14693,60	-9285,56	-4,09	0
S0	1,28	10,73	4,96	1,05	-11995,66	-8500,49	-3,75	0

VI.4.4.1.2. REPARTITION DES CABLES

La décroissance des moments fléchissant à partir de la section à mi-travée permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir, comme suit :

Tableau VI.10. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires

Sections	N retenus	N retenus/âme	N arrêtés/âme
S12	12	6	0
S11	12	6	0
S10	12	6	0
S9	12	6	1
S8	10	5	0
S7	10	5	1
S6	8	4	1
S5	6	3	1
S4	4	2	1
S3	2	1	1
S2	0	0	0
S1	0	0	0
S0	0	0	0

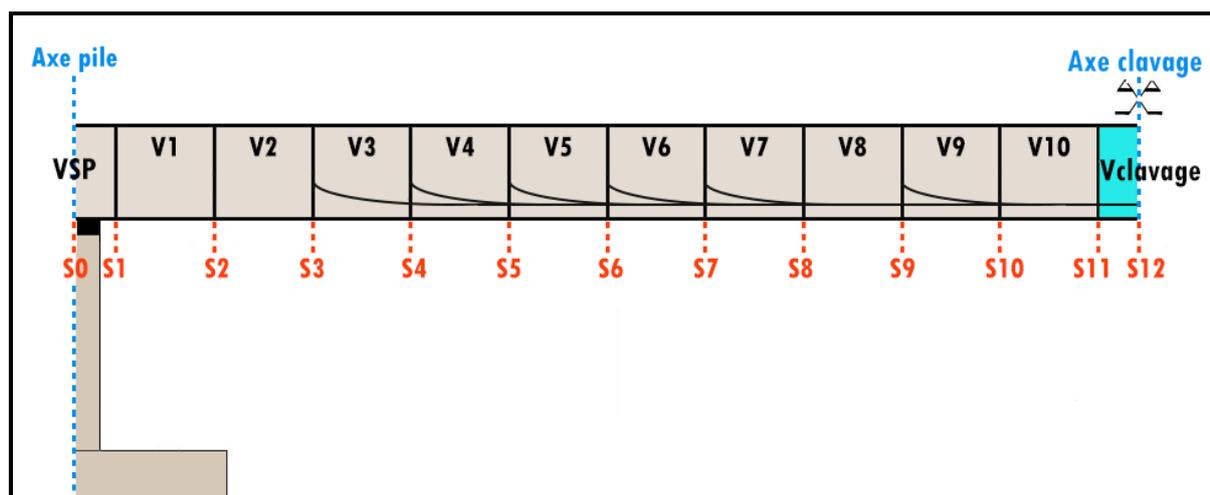


Figure VI.9. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires

VI.4.4.2. TRAVEES DE RIVE

Pour solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive aux deux fléaux, des câbles de continuité inférieurs sont nécessaires. Ces câbles devront reprendre les moments positifs dus aux charges d'exploitation, au poids de la partie construite sur cintre et aux actions complémentaires.

Les résultats des moments fléchissant obtenus par la modélisation de la structure est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Moments fléchissant minimum et maximum dans les travées de rive

Sections	M_{min}	Combinaisons	M_{max}	Combinaisons
	(kN.m)		(kN.m)	
S15	0	$G + D240$	0	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S14	1345,09	$G + D240$	5086,98	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S13	1917,12	$G + D240$	5934,56	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S12	2210,24	$G + D240$	11728,00	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S11	4018,28	$G + D240$	14930,45	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S10	4856,44	$G + D240$	16627,37	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S9	3789,16	$G + D240$	17605,35	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S8	1767,39	$G + D240$	18100,68	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S7	-1208,87	$G + D240$	16331,90	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S6	-5139,61	$G + D240$	14751,19	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S5	-10024,84	$G + D240$	13155,93	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S4	-15864,55	$G + D240$	7898,24	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S3	-22658,75	$G + D240$	1121,87	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S2	-30407,39	$G + D240$	-12400,14	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S1	-39110,44	$G + D240$	-15801,18	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$
S0	-43286,61	$G + D240$	-23183,20	$G + D240 + 0,5 \Delta\theta$

Remarque : Dans les travées de rive, le moment correspondant au fluage sera déterminé en interpolant linéairement entre $M_{fluage}=0$ kN.m sur culée et $M_{fluage}= 3875$ kN.m sur pile [3].

$$\sigma_{fluage} = -\frac{M_{fluage} \times v'}{I} \Rightarrow M_{fluage} = -\sigma_{fluage} \times \frac{I}{v'} = 1 \times \frac{4,96}{1,28}$$

$$M_{fluage} = 3875 \text{ kN.m (sur pile)}$$

Pour le calcul du $M_{c.fléau}$ et $M_{c.clavage}$, on donne la répartition des câbles de fléau et des câbles de clavage suivante :

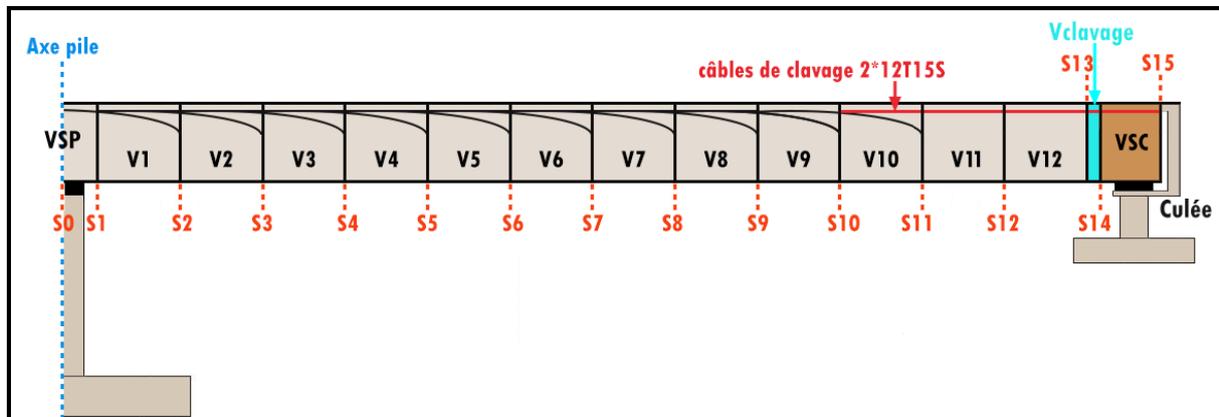


Figure VI.10. Disposition des câbles de fléau et des câbles de clavage dans les travées de rive

Les résultats des différents moments ainsi que les moments totaux des sections sont représentés dans le tableau VI.12.

Tableau VI.12. Moments fléchissant totaux dans les travées de rive

Sections	M_{max}	M_{fluage}	$M_{c.fléau}$	$M_{c.clavage}$	M_{total}
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
S15	0,00	0,00	0,00	1279,46	1279,46
S14	5086,98	158,60	0,00	1279,46	6525,04
S13	5934,56	187,43	0,00	1279,46	7401,45
S12	11728,00	418,12	0,00	1279,46	13425,58
S11	14930,45	648,81	-1024,82	1279,46	15833,90
S10	16627,37	879,50	-525,55	1279,46	18260,78
S9	17605,35	1110,19	753,92	0	19469,46
S8	18100,68	1340,87	2033,39	0	21474,94
S7	16331,90	1571,56	3312,85	0	21216,31
S6	14751,19	1802,25	4592,32	0	21145,76
S5	13155,93	2032,94	5871,79	0	21060,66
S4	7898,24	2263,63	7151,26	0	17313,13
S3	1121,87	2494,31	8176,33	0	11792,51
S2	-12400,14	2725,00	9547,96	0	-127,18
S1	-15801,18	2955,69	12443,74	0	-401,75
S0	-23183,20	3875,00	18815,99	0	-493,77

VI.4.4.2.1. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

On utilise des câbles 15T15S dont la force utile est estimée à $P_u = 2268 \text{ kN}$.

La détermination du nombre de câbles des travées de rives passe par les mêmes calculs que les câbles déjà dimensionnés, en utilisant cette fois-ci, les données correspondantes aux travées de rives, on obtient les résultats ci-dessous :

Les câbles nécessaires pour une travée de rive sont donnés dans le tableau VI.13.

Tableau VI.13. Détermination du nombre de câbles inférieurs dans les travées de rive

Sections	v'	B	I	e	M_{total}	P	N	N retenu
	(m)	(m^2)	(m^4)	(m)	($kN.m$)	(kN)		
S15	1,28	10,73	4,96	1,05	1279,46	906,66	0,40	6
S14	1,29	5,66	3,81	1,06	6525,04	4123,47	1,82	6
S13	1,29	5,66	3,81	1,06	7401,45	4677,32	2,06	6
S12	1,29	5,66	3,81	1,06	13425,58	8484,25	3,74	6
S11	1,29	5,66	3,81	1,06	15833,90	10006,17	4,41	6
S10	1,29	5,66	3,81	1,06	18260,78	11539,83	5,09	6
S9	1,29	5,66	3,81	1,06	19469,46	12303,65	5,42	6
S8	1,29	5,66	3,81	1,06	21474,94	13571,01	5,98	6
S7	1,29	5,66	3,81	1,06	21216,31	13407,57	5,91	6
S6	1,29	5,66	3,81	1,06	21145,76	13362,98	5,89	6
S5	1,29	5,66	3,81	1,06	21060,66	13309,20	5,87	6
S4	1,29	5,66	3,81	1,06	17313,13	10940,96	4,82	6
S3	1,29	5,66	3,81	1,06	11792,51	7452,23	3,29	4
S2	1,29	5,66	3,81	1,06	-127,18	-80,37	-0,04	2
S1	1,29	5,66	3,81	1,06	-401,75	-253,88	-0,11	0
S0	1,28	10,73	4,96	1,05	-493,77	-349,90	-0,15	0

VI.4.4.2.2. REPARTITION DES CABLES

La répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rives est donnée dans le tableau VI.14 et dans la figure VI.11.

Tableau VI.14. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive

Sections	N retenus	N retenus/âme	N arrêtés/âme
S15	6	3	0
S14	6	3	0
S13	6	3	0
S12	6	3	0
S11	6	3	0
S10	6	3	0
S9	6	3	0
S8	6	3	0
S7	6	3	0
S6	6	3	0
S5	6	3	0
S4	6	3	1
S3	4	2	1
S2	2	1	1
S1	0	0	0
S0	0	0	0

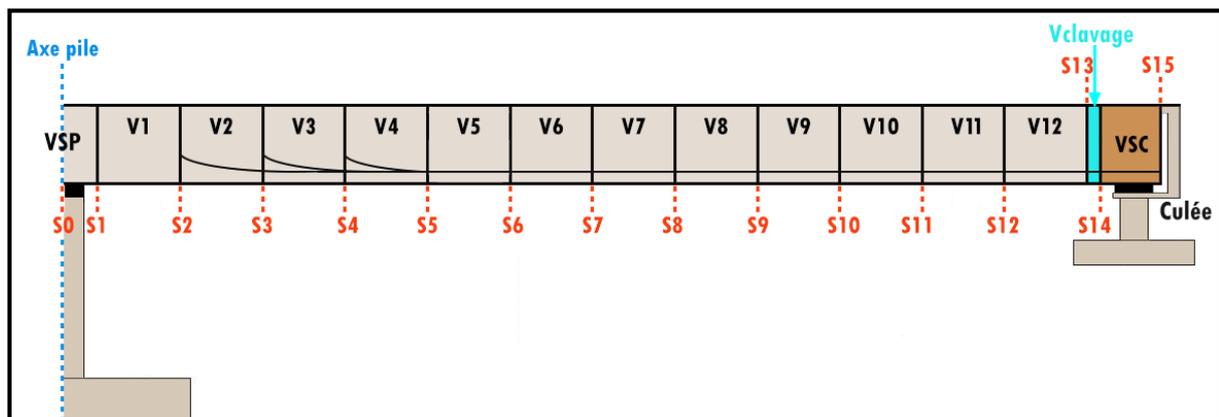


Figure VI.11. Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive

VI.5. PERTE DE PRECONTRAINTE

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en œuvre. En effet, des phénomènes « instantanés » et des phénomènes différés de pertes de précontrainte se superposent. La précontrainte dans les câbles se stabilisant qu'au bout d'un temps théoriquement infini :

Lors de la mise en tension, les pertes sont dues :

- Aux frottements du câble sur sa gaine ;
- Au tassement des ancrages ;
- A la non-simultanéité des mises en tension des différentes familles de câbles ;

Au cours du temps, s'y ajoutent les effets :

- Du retrait du béton ;
- De relaxation des aciers ;
- Du fluage du béton.

VI.5.1. PERTES INSTANTANÉES

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension dues au recul d'ancrage ;
- Les pertes de tension dues à la non simultanéité des mises en tension.

VI.5.1.1. PERTES DE TENSION PAR FROTTEMENT DE L'ARMATURE

Lors de la mise en tension, le câble se plaque contre la génératrice intérieure de la gaine dans les parties courbes de son tracé (le câble tend à se mettre en ligne droite). Le déplacement du câble sous l'action du vérin, produit un frottement entre le câble et la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.

On doit aussi tenir compte des déviations parasites, dans les zones où la gaine est rectiligne, il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement. En pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des festonnages plus ou moins marqués selon la qualité de l'exécution [6].

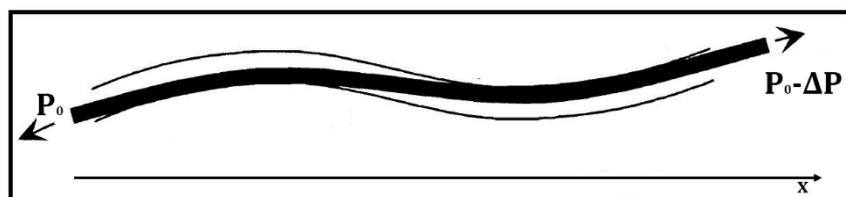


Figure VI.12. Position relative du câble et de la gaine

La tension P d'un câble en un point quelconque de son tracé s'exprime finalement en fonction de la tension à l'ancrage par la formule :

$$P(x) = P_0 \times e^{-f \times \theta(x) - \varphi \times x} \quad \text{ou} \quad \sigma(x) = \sigma_{p0} \times e^{-f \times \theta(x) - \varphi \times x}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_F(x) = \sigma_{p0} \times (f \times \theta(x) + \varphi \times x)$$

Avec :

- σ_{p0} : tension à l'origine, $\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$;
- f : coefficient de frottement du câble sur son conduit, $f = 0,20 \text{ rad}^{-1}$;
- θ : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x exprimée en radians, la valeur de θ peut être donnée par les formules suivantes :

$$\theta = \sqrt{(\tan \alpha)^2 + (\tan \beta)^2} \quad , \text{ lorsque les déviations sont simultanées}$$

$$\theta = \alpha + \beta \quad , \text{ lorsque les déviations ne sont pas simultanées}$$

$$\text{avec} \begin{cases} \alpha : \text{déviations en élévation} \\ \beta : \text{déviations en plan} \end{cases}$$

- φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$;
- x : distance de la section considérée au point d'ancrage en mètres.

Remarque : Les valeurs de α , β et θ sont données dans l'annexe B.

Les pertes de tension par frottement dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.15. Pertes de tension par frottement des câbles de fléau (en MPa)

N° de câble	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
1	65,30	15,26	0,00									
2	122,90	108,29	15,26	0,00								
3	86,04	81,50	71,14	15,26	0,00							
4	196,92	192,38	182,02	71,14	15,26	0,00						
5	150,84	146,30	135,94	125,57	80,06	15,26	0,00					
6	224,86	220,32	209,95	199,58	143,71	93,02	15,26	0,00				
7	224,57	220,03	209,66	199,30	188,93	143,42	82,66	15,26	0,00			
8	323,93	319,39	309,02	298,66	288,29	277,92	227,23	86,11	15,26	0,00		
9	215,64	211,10	200,74	190,37	180,00	169,63	113,76	103,39	93,02	15,26	0,00	
10	304,34	299,81	289,44	279,07	268,70	258,34	247,97	192,10	111,46	86,11	15,26	0,00
$\Delta\sigma_F/2$	1915,34	1814,40	1623,17	1378,94	1164,96	957,60	686,88	396,86	219,74	101,38	15,26	0,00
$\Delta\sigma_F$	3830,69	3628,80	3246,34	2757,89	2329,92	1915,20	1373,76	793,73	439,49	202,75	30,53	0,00
(%)	12,67	12,00	10,74	10,35	10,11	9,50	7,95	5,51	3,82	2,35	0,53	0,00

VI.5.1.2. PERTES DE TENSION DUES AU RECU D'ANCRAGE

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton, ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé.

Le déplacement g du câble vers l'intérieur de la gaine est gêné par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance λ , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport à sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse λ [6].

La longueur d'influence du glissement g donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times \psi}} \quad \text{avec} \quad \psi = f \times \frac{\theta}{L} + \varphi$$

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$;
- L : longueur horizontale du câble ;
- g : glissement à l'ancrage, $g = 6 \text{ mm}$;

Les pertes dues au recul d'ancrage notées $\Delta\sigma_G$, s'expriment par la formule suivante [8] :

$$\Delta\sigma_G = 2 \times \sigma_{p0} \times \psi \times (\lambda - x)$$

Les paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage des câbles de fléau sont donnés dans le tableau VI.16.

Tableau VI.16. Paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage

N° du câble	L (m)	θ (rad)	ψ (m ⁻¹)	λ (m)
1	3,45	0,175	0,013	7,761
2	5,85	0,339	0,015	7,366
3	8,25	0,175	0,007	10,455
4	10,65	0,524	0,013	7,852
5	13,05	0,328	0,008	9,931
6	15,45	0,549	0,010	8,850
7	17,85	0,512	0,009	9,519
8	20,25	0,821	0,011	8,442
9	22,65	0,409	0,007	10,943
10	25,05	0,681	0,008	9,687

Les pertes dues au recul d'ancrage dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.17. Pertes dues au recul d'ancrage des câbles de fléau (en MPa)

N° du câble	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
1	163,19	202,94	293,79									
2	63,71	107,83	208,67	309,52								
3	45,99	67,90	117,96	168,02	218,07							
4			24,11	112,87	201,62	290,37						
5			7,66	63,14	118,62	174,10	229,58					
6					48,04	117,90	187,76	257,61				
7						58,35	118,74	179,13	239,52			
8							39,73	116,52	193,30	270,08		
9							25,57	71,26	116,96	162,66	208,36	
10								2,11	60,42	118,74	177,06	235,38
$\Delta\sigma_G/2$	272,89	378,66	652,19	653,54	586,35	640,72	601,38	626,63	610,20	551,48	385,42	235,38
$\Delta\sigma_G$	545,78	757,32	1304,38	1307,08	1172,70	1281,44	1202,76	1253,26	1220,40	1102,96	770,84	470,76
(%)	1,80	2,50	4,31	4,91	5,09	6,36	6,96	8,70	10,59	12,77	13,38	16,35

VI.5.1.3. PERTES DE NON SIMULTANÉITÉ DES MISES EN TENSION

De plus, pour des raisons technologiques, certains ouvrages sont construits phase par phase, ce qui implique des mises en tension successives (ponts en encorbellements, par exemple).

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même poutre provoque une perte de tension. En effet, une fois le premier câble tendu et ancré, la mise en tension du deuxième câble provoque un raccourcissement du béton. Le premier câble mis en tension subit la même déformation, ce qui provoque une baisse de sa tension. Si la poutre comporte (n) câbles, le premier câble subit l'effet des ($n-1$) câbles suivants et ainsi de suite. Seul le dernier câble ne subit pas ce type de perte [6].

La valeur moyenne des pertes dues au recul d'ancrage par câble s'exprime par la formule suivante [8] :

$$\Delta\sigma_{nsm}(x) = \frac{n-1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

En pratique, on utilise souvent la formule ci-dessous, en remplaçant ($n-1$)/ n par 1. Cette formulation est évidemment approchée, elle revient à évaluer la perte par excès.

$$\Delta\sigma_{nsm}(x) = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \quad \text{avec} \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = 5$$

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$;
- E_{bi} : module de déformation instantané du béton ;
- σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des n câbles.

La contrainte dans le béton, au niveau des câbles, vaut :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{(P \times e) \times e}{I} + \frac{M \times e}{I}$$

- M : moment sous poids propre ;
- P : force de précontrainte prenant en compte toutes les pertes de précontrainte ;
- e : excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité ;
- I : moment d'inertie de la section.

Les pertes dues à la non simultanée des mises en tension dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Tableau VI.18. Pertes dues à la non simultanée des mises en tension des câbles de fléau

Sections	N	$\Delta\sigma_F + \Delta\sigma_G$	M_G	σ_b	$P - \Delta P$	e	$\Delta\sigma_{nsm}$	(%)
		(MPa)	(MN.m)	(MPa)	(MN)	(m)	(MPa)	
S0	20	2188,23	-51,235	2,337	46,181	0,865	116,83	0,39
S1	20	2193,06	-47,204	6,369	46,148	0,849	318,47	1,05
S2	20	2275,36	-38,608	7,437	45,775	0,773	371,83	1,23
S3	18	2032,48	-30,876	7,140	40,356	0,766	321,31	1,21
S4	16	1751,31	-24,007	6,826	35,167	0,769	273,04	1,19
S5	14	1598,32	-18,001	6,387	30,534	0,754	223,53	1,11
S6	12	1288,26	-12,858	5,938	26,466	0,733	178,13	1,03
S7	10	1023,49	-8,578	5,242	22,235	0,705	131,06	0,91
S8	8	829,94	-5,162	4,283	17,748	0,663	85,66	0,74
S9	6	652,86	-2,608	3,141	13,202	0,592	47,11	0,55
S10	4	400,68	-0,918	1,943	8,926	0,450	19,43	0,34
S11	2	235,38	-0,091	0,826	4,337	0,240	4,13	0,14

La valeur des pertes instantanées dans les différentes sections est donnée par :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_F + \Delta\sigma_G + \Delta\sigma_{nsm}$$

VI.5.2. PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension dues au retrait du béton ;
- Les pertes de tension dues au fluage du béton ;
- Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

VI.5.2.1. PERTES DE TENSION DUES AU RETRAIT DU BETON

Au cours de son durcissement, le béton subit une diminution de volume appelée retrait, ce retrait n'est pas terminé lorsque les câbles de précontrainte sont mis en tension.

Soit ε_r le raccourcissement dû au retrait qui s'effectue après la mise en tension. Les câbles de précontrainte, solidaires du béton, subissent le même raccourcissement que celui-ci, il s'ensuit une perte de tension qui a pour expression :

$$\Delta\sigma_R = \varepsilon_r \times E_p$$

- E_p : module d'élasticité d'armature de précontrainte, $E_p=190\ 000\ MPa$;
- ε_r : retrait final du béton, sa valeur forfaitaire pour les régions tempérées est de 2×10^{-4} [8].

On aura :

$$\Delta\sigma_R = 2 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 = 38\ MPa$$

Les pertes dues au retrait dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.19. Pertes dues au retrait

Sections	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
<i>N</i>	20	20	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2
$\Delta\sigma_R$ (MPa)	760	760	760	684	608	532	456	380	304	228	152	76
(%)	2,51	2,51	2,51	2,57	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64

VI.5.2.2. PERTES DE TENSION DUES AU FLUAGE DU BETON

Le terme général de fluage désigne les déformations différées du béton sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées, et cette déformation engendre des pertes de tension aux armatures de précontrainte, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à [5] :

$$\Delta\sigma_{fl} = \varepsilon_{fl} \times E_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \varepsilon_{fl} = 2,5 \times \varepsilon_{Ri} = 2,5 \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}} \\ \frac{E_p}{E_{bi}} = 5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 12,5 \times \sigma_b$$

- ε_{fl} : déformation due au fluage ;
- ε_{Ri} : déformation élastique instantanée ;
- E_{bi} : module de déformation instantanée ;
- σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles.

Les pertes de tension dues au fluage dans les différentes sections sont données dans le suivant :

Tableau VI.20. Pertes de tension dues au fluage

Sections	N	$\Delta\sigma_i$	M_G	σ_b	$P-\Delta P$	e	$\Delta\sigma_{fl}$	(%)
		(MPa)	(MN.m)	(MPa)	(MN)	(m)	(MPa)	
S0	20	4493,30	-51,235	2,284	45,965	0,865	570,98	1,89
S1	20	4704,59	-47,204	6,369	45,546	0,849	1537,33	5,08
S2	20	4922,55	-38,608	7,437	45,072	0,773	1800,57	5,95
S3	18	4386,28	-30,876	7,140	39,762	0,766	1562,31	5,86
S4	16	3775,66	-24,007	6,826	34,676	0,769	1332,59	5,78
S5	14	3420,17	-18,001	6,387	30,132	0,754	1094,71	5,43
S6	12	2754,65	-12,858	5,938	26,146	0,733	875,35	5,07
S7	10	2178,05	-8,578	5,242	22000	0,705	646,23	4,49
S8	8	1745,55	-5,162	4,283	17,594	0,663	423,80	3,68
S9	6	1352,82	-2,608	3,141	13,117	0,592	233,80	2,71
S10	4	820,80	-0,918	1,943	8,891	0,450	96,76	1,68
S11	2	474,89	-0,091	0,826	4,329	0,240	20,62	0,72

VI.5.2.3. PERTES DE TENSION DUES A LA RELAXATION DES ACIERS

Un câble tendu a une contrainte σ , voit sa contrainte diminuer au cours du temps. Ce phénomène appelé relaxation dépend principalement de la composition chimique de l'acier et de la tension à laquelle l'acier est soumis.

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{Rel}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec

- ρ_{1000} : taux de relaxation à 1000h, $\rho_{1000}=2,5\%$ pour les aciers à basse relaxation ;
- σ_{pi} : contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées ;
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie pour la précontrainte ;
- μ_0 : coefficient qui dépend de la nature des aciers :

Selon le B.P.E.L [5], le coefficient μ_0 est pris égale à :

- 0,43 pour les TBR (très basse relaxation) ;
- 0,30 pour les RN (relaxation normale) ;
- 0,35 pour les autres armatures.

On a utilisé des armatures TBR $\rightarrow \mu_0 = 0,43$.

Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.21. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers

Sections	N	$\Delta\sigma_i$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{Rel}$	(%)
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S0	20	4493,30	25749,56	885,39	2,93
S1	20	4704,59	25536,20	857,13	2,83
S2	20	4922,55	25317,44	828,52	2,74
S3	18	4386,28	22253,73	723,43	2,72
S4	16	3775,66	19264,34	627,99	2,73
S5	14	3420,17	16739,83	534,46	2,65
S6	12	2754,65	14525,36	481,03	2,78
S7	10	2178,05	12221,96	416,33	2,89
S8	8	1745,55	9774,45	332,65	2,89
S9	6	1352,82	7287,17	243,73	2,82
S10	4	820,80	4939,21	173,27	3,01
S11	2	474,89	2405,12	78,12	2,71

VI.5.3. DETERMINATION DES PERTES DE TENSION TOTALES

VI.5.3.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

La somme des pertes instantanées est donnée par :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_F + \Delta\sigma_G + \Delta\sigma_{nsm}$$

La somme des pertes instantanées dans les différentes sections est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.22. Somme des pertes instantanées

Sections	$\Delta\sigma_F$	$\Delta\sigma_G$	$\Delta\sigma_{nsm}$	$\Delta\sigma_i$	(%)
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S0	3830,69	545,78	116,83	4493,30	14,86
S1	3628,8	757,32	318,47	4704,59	15,55
S2	3246,34	1304,38	371,83	4922,55	16,28
S3	2757,89	1307,08	321,31	4386,28	16,47
S4	2329,92	1172,7	273,04	3775,66	16,39
S5	1915,2	1281,44	223,53	3420,17	16,97
S6	1373,76	1202,76	178,13	2754,65	15,94
S7	793,73	1253,26	131,06	2178,05	15,12
S8	439,49	1220,4	85,66	1745,55	15,15
S9	202,75	1102,96	47,11	1352,82	15,67
S10	30,53	770,84	19,43	820,80	14,25
S11	0	470,76	4,13	474,89	16,49

VI.5.3.2. PERTES DE TENSION DIFFEREES

La somme des pertes différées est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_R + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{Rel}$$

La somme des pertes différées dans les différentes sections est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VI.23. Somme des pertes différées

Sections	$\Delta\sigma_R$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\frac{5}{6} \Delta\sigma_{Rel}$	$\Delta\sigma_d$	(%)
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S0	760	570,98	737,83	2068,81	6,84
S1	760	1537,33	714,28	3011,61	9,95
S2	760	1800,57	690,43	3251,00	10,74
S3	684	1562,31	602,86	2849,17	10,70
S4	608	1332,59	523,33	2463,92	10,70
S5	532	1094,71	445,38	2072,09	10,28
S6	456	875,35	400,86	1732,21	10,03
S7	380	646,23	346,94	1373,17	9,54
S8	304	423,80	277,21	1005,01	8,73
S9	228	233,80	203,11	664,91	7,70
S10	152	96,76	144,39	393,15	6,83
S11	76	20,62	65,10	161,72	5,62

Remarque : La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

VI.5.3.3. PERTES DE TENSION TOTALE

La somme des pertes de tension est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau VI.24. Pertes de tension totales

Sections	$\Delta\sigma$	($\%$)
	(MPa)	
S0	6562,11	21,70
S1	7716,20	25,50
S2	8173,55	27,02
S3	7235,45	27,17
S4	6239,58	27,09
S5	5492,26	27,25
S6	4486,86	25,97
S7	3551,22	24,66
S8	2750,66	23,88
S9	2017,73	23,37
S10	1213,95	21,08
S11	636,61	22,11

On constate que le pourcentage des pertes de précontrainte dans les différentes sections est de 21,08% à 27,25% de l'effort appliqué au vérin. Ces pourcentages restent inférieurs à la valeur supposée (30%).

VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

L'application des efforts de la précontrainte, associés aux moments dus au poids propre et aux surcharges extérieures engendre des contraintes de compression et de traction dans les fibres extrêmes, ces contraintes doivent être inférieures aux valeurs admissibles.

Les vérifications à faire aux états limites de service nécessitent la détermination d'un schéma de contraintes compatible avec les efforts appliqués (figure VI.13).

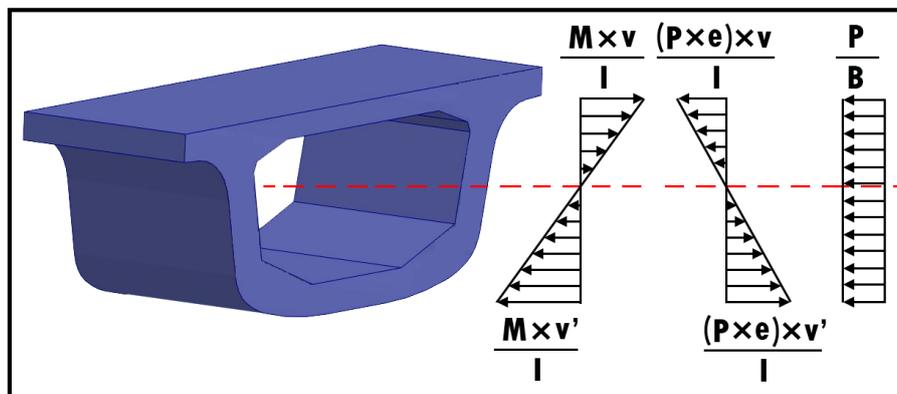


Figure VI.13. Schéma de contraintes dues aux efforts appliqués sur la section transversale

VI.6.1. LIMITATION DES CONTRAINTES

- La contrainte maximale de compression sur le béton ne doit pas dépasser $0,6f_{c28}$ sous combinaisons d'actions rares, des combinaisons fréquentes et en construction :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

- En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$$

- En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées par :

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,41 \text{ MPa}$$

VI.6.2. CALCUL DES CONTRAINTES

Les contraintes extrêmes, sous sollicitation quasi permanente, ont pour expression :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{(P \times e) \times v}{I} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{(P \times e) \times v'}{I} - \frac{M \times v'}{I}$$

- σ_{sup} : contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par l'effort de précontrainte ;
- σ_{inf} : contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par l'effort de précontrainte ;
- P : effort de précontrainte après pertes instantanées ;
- B : section transversale du voussoir ;
- M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges ;
- e : excentricité du câble depuis le centre de gravité ;
- v : distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- v' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

VI.6.2.1. EN CONSTRUCTION (A LA MISE EN TENSION)

On calcule les valeurs des contraintes sur les fibres supérieures et inférieures des voussoirs pour chaque section pour deux situations :

- Sous le moment dû au poids propre, (M_{min}) ;
- Sous le moment dû au poids propre et aux surcharges de chantier, (M_{max}).

Les résultats des vérifications en phase de construction sont donnés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.25. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{min}

Sections	N	$P-\Delta P_i$	M_{min}	v	v'	e	σ_{sup}	σ_{inf}
		(MN)	(MN.m)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)
S0	20	45,965	-51,235	2,337	46,181	0,865	0,92	0,45
S1	20	45,546	-47,204	6,369	46,148	0,849	2,07	0,63
S2	20	45,072	-38,608	7,437	45,775	0,773	3,09	0,81
S3	18	39,762	-30,876	7,140	40,356	0,766	3,91	1,30
S4	16	34,676	-24,007	6,826	35,167	0,769	4,44	2,10
S5	14	30,132	-18,001	6,387	30,534	0,754	4,64	3,21
S6	12	26,146	-12,858	5,938	26,466	0,733	4,56	4,64
S7	10	22,000	-8,578	5,242	22,235	0,705	4,43	6,32
S8	8	17,594	-5,162	4,283	17,748	0,663	4,08	8,44
S9	6	13,117	-2,608	3,141	13,202	0,592	3,67	10,71
S10	4	8,891	-0,918	1,943	8,926	0,450	2,49	12,63
S11	2	4,329	-0,091	0,826	4,337	0,240	0,18	8,58

Tableau VI.26. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{max}

Sections	N	$P-\Delta P_i$	M_{max}	v	v'	e	σ_{sup}	σ_{inf}
		(MN)	(MN.m)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)
S0	20	45,965	-54,345	2,337	46,181	0,865	0,99	0,48
S1	20	45,546	-50,155	6,369	46,148	0,849	2,29	0,65
S2	20	45,072	-41,239	7,437	45,775	0,773	3,52	0,78
S3	18	39,762	-33,194	7,140	40,356	0,766	4,60	1,21
S4	16	34,676	-26,021	6,826	35,167	0,769	5,42	1,93
S5	14	30,132	-19,719	6,387	30,534	0,754	5,92	2,97
S6	12	26,146	-14,288	5,938	26,466	0,733	6,12	4,31
S7	10	22,000	-9,728	5,242	22,235	0,705	6,30	5,91
S8	8	17,594	-6,040	4,283	17,748	0,663	6,30	7,95
S9	6	13,117	-3,223	3,141	13,202	0,592	6,27	10,13
S10	4	8,891	-1,276	1,943	8,926	0,450	5,01	11,94
S11	2	4,329	-0,202	0,826	4,337	0,240	1,29	8,05

VI.6.2.2. EN SERVICE

On calcule les valeurs des contraintes sur les fibres supérieures et inférieures des voussoirs pour chaque section pour deux situations :

- Pour les moments minimums pour chaque section, (M_{min}) ;
- Pour les moments maximums pour chaque section, (M_{max}).

Les moments minimums et maximums pour chaque section sont obtenus à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

Dans ce cas on doit tenir compte des efforts dus à l'ensemble du câblage (câbles de fléau, câbles de continuité et câbles de clavage).

Le tableau VI.27 et le tableau VI.28 concernent les vérifications des contraintes des travées intermédiaires sous M_{min} et M_{max} .

Tableau VI.27. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{min}

Sections	N	N	N	M_{min}	σ_{sup}	σ_{inf}
	Fléau	continuité	clavage	(MN.m)	(MPa)	(MPa)
S0	20	0	0	-49,424	0,13	7,85
S1	20	0	0	-44,498	3,56	10,79
S2	20	0	0	-34,184	5,65	8,12
S3	18	2	0	-25,128	5,74	8,00
S4	16	4	0	-17,028	5,59	8,20
S5	14	6	0	-9,882	5,53	8,64
S6	12	8	0	-3,690	5,21	9,41
S7	10	10	0	1,548	4,65	10,50
S8	8	10	0	5,830	4,30	9,48
S9	6	12	2	9,159	4,71	10,78
S10	4	12	2	11,532	3,85	10,41
S11	2	12	2	12,952	2,95	10,10
S12	0	12	2	13,300	2,17	9,64

Tableau VI.28. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{max}

Sections	N	N	N	M_{max}	σ_{sup}	σ_{inf}
	fléau	continuité	clavage	($MN.m$)	(MPa)	(MPa)
S0	20	0	0	-34,685	3,96	3,05
S1	20	0	0	-30,093	8,16	4,91
S2	20	0	0	-20,439	10,08	2,47
S3	18	2	0	-11,822	10,05	2,50
S4	16	4	0	-0,730	10,69	1,68
S5	14	6	0	8,730	11,24	1,35
S6	12	8	0	16,944	11,46	1,43
S7	10	10	0	23,863	11,34	1,95
S8	8	10	0	29,424	11,33	0,50
S9	6	12	2	33,666	11,98	1,49
S10	4	12	2	36,523	11,26	0,96
S11	2	12	2	38,029	10,38	0,62
S12	0	12	2	38,283	9,57	0,19

On constate que la contrainte maximale dans le béton est satisfaite ($12,63MPa$ pour $27MPa$ admissible) et qu'il n'y a pas de traction dans le béton pour toutes les situations.

Les vérifications des contraintes pour les travées de rive, ainsi que l'ensemble des détails des calculs sont donnés dans l'annexe C.

VI.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte nous a permis de déterminer le nombre de câbles de fléau estimés à 20 câbles, ces câbles sont interrompus progressivement dans chaque voussoir en subissant des déviations en plan et en élévation.

Lors de cette étude, on a également déterminé le nombre ainsi que la répartition des câbles de continuité dans les travées intermédiaires et les travées de rive.

Les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées et différées estimées au début de l'étude à 30% de leurs tensions d'origines, ces dernières sont restées inférieures à leurs estimations.

Les efforts de précontraintes engendrent des contraintes de tractions et de compressions qui doivent rester inférieures aux valeurs des contraintes admissibles de traction et de compression du béton. Cela a été vérifié pour le cas de notre ouvrage.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.1. INTRODUCTION

La justification du tablier sous les sollicitations tangentes consiste à vérifier :

- D'une part, que les contraintes de cisaillement sont admissibles en tout point de manière à réduire la probabilité de fissuration. ;
- D'autre part, que les armatures passives destinées à reprendre les efforts dus à la concomitance de la flexion et de l'effort tranchant, sont convenablement disposées et dimensionnées vis-à-vis des exigences réglementaires.

Il convient donc de ne pas se limiter à la seule situation définitive mais, au contraire, de vérifier toutes les phases importantes depuis la construction jusqu'au service.

On effectue les vérifications à l'effort tranchant pour les phases :

- De construction du fléau avec les déséquilibres, le voussoir sur pile étant encasturé (dissymétrie de bétonnage, chute d'un voussoir) ;
- D'exploitation :
 - A vide (juste après les clavages) ;
 - En charge (efforts maximaux).

VII.2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

On effectue le calcul des efforts tranchants pour les trois phases, au niveau des différentes sections du tablier montrées ci-après :

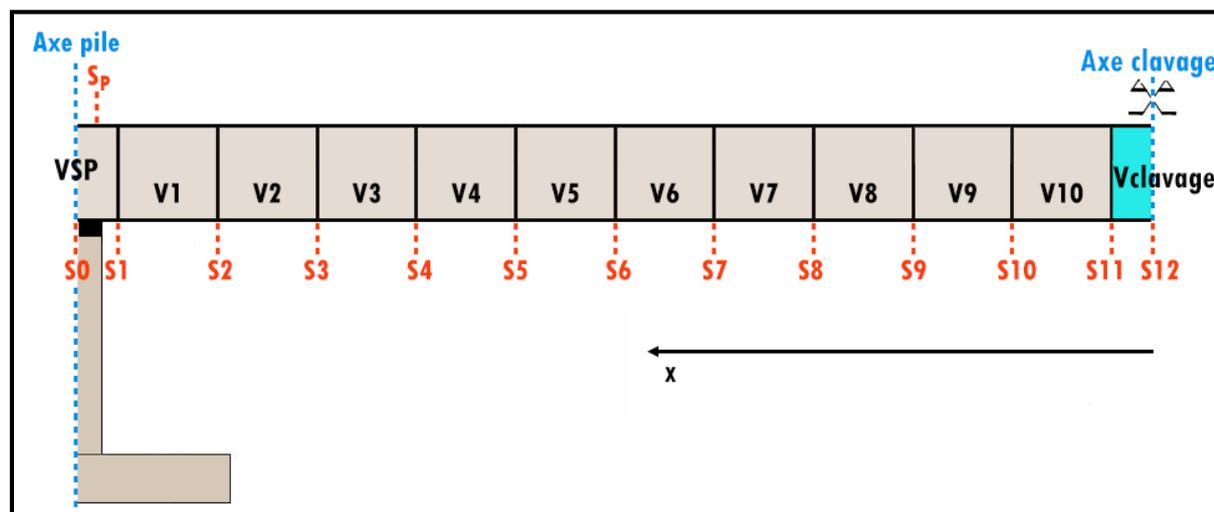


Figure VII.1. Sections considérées pour le calcul

VII.2.1. EN CONSTRUCTION

En utilisant les méthodes habituelles de la résistance des matériaux, on calcule les efforts tranchants le long du fléau.

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1. Efforts tranchants en construction

Sections	x	V_G	V_{Qpra1}	V_{Qpar2}	V_{FA}	V_{total}
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
S12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S11	1,10	155,60	1,54	100	0,00	257,14
S10	3,50	495,08	4,90	100	339,48	939,46
S9	5,90	834,56	8,26	100	339,48	1282,30
S8	8,30	1174,04	11,62	100	339,48	1625,14
S7	10,70	1513,52	14,98	100	339,48	1967,98
S6	13,10	1853,00	18,34	100	339,48	2310,82
S5	15,50	2192,48	21,70	100	339,48	2653,66
S4	17,90	2531,96	25,06	100	339,48	2996,50
S3	20,30	2871,44	28,42	100	339,48	3339,34
S2	22,70	3210,92	31,78	100	339,48	3682,18
S1	25,10	3550,40	35,14	100	339,48	4025,02
S_P	25,65	3628,19	35,91	100	339,48	4103,58
S0	26,15	3762,25	36,61	100	339,48	4238,34

VII.2.2. EN EXPLOITATION

L'enveloppe des diagrammes de l'effort tranchant $V(x)$, sous l'effet des différents chargements (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitation, etc.) est donnée par le logiciel Robot Structural Analysis.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Efforts tranchants en exploitation

Sections	$V(x)$ à vide	$V(x)$ en charge
	(kN)	(kN)
S12	150	821
S11	303	973
S10	700	1513
S9	1098	2013
S8	1496	2562
S7	1893	3080
S6	2291	3597
S5	2689	4147
S4	3086	4647
S3	3484	5192
S2	3882	5698
S1	4280	6108
S_P	4372	6312
S0	4584	6562

VII.2.3. FORCE DE PRECONTRAINT

L'action P du câble de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces, l'une N normale à la section, l'autre V_p située dans le plan de la section et dirigée vers le bas.

$$N = P \times \cos(\alpha) \approx P$$

$$V_p = P \times \sin(\alpha)$$

$N > 0$ est une compression, c'est l'effort normal de précontrainte. Compte tenu de l'inclinaison du câble sur la (figure VII.2), $V_P > 0$. V_P représente l'effort tranchant de précontrainte.

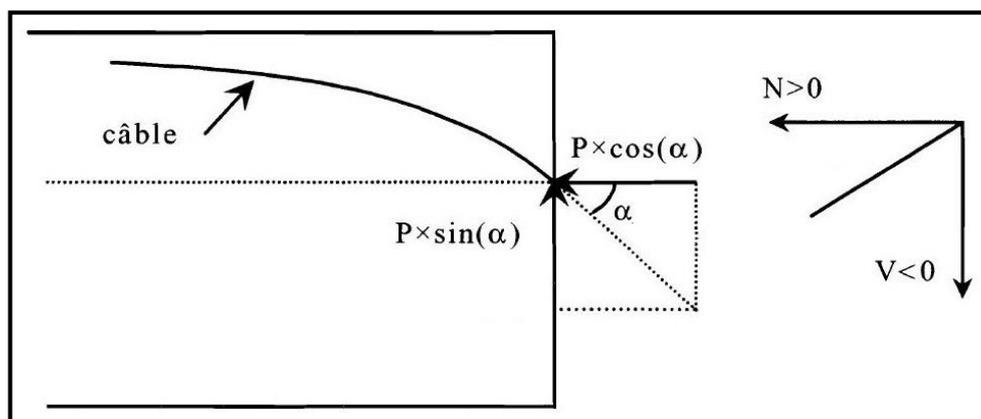


Figure VII.2. Effort de précontrainte

VII.2.4. EFFORT TRANCHANT REDUIT

L'effort tranchant total $V(x)$ dans une section est donné par :

$$V(x) = V_G(x) + V_Q(x) - V_P(x)$$

- $V_G(x)$: effort tranchant dû aux charges permanentes ;
- $V_Q(x)$: effort tranchant dû aux charges variables ;
- $V_P(x)$: effort tranchant dû à la précontrainte.

En fonction du signe de $\sin(\alpha)$, l'effort tranchant de précontrainte peut donc être favorable ou défavorable selon qu'il se cumule ou se retranche à celui dû aux forces extérieures. Dans la majorité des cas, il se retranche en valeur absolue et l'effort tranchant total obtenu est appelé « effort tranchant réduit ».

VII.3. CISAILLEMENTS

Les déformations dues aux contraintes de cisaillement sont très petites (négligeables devant celles qui résultent des contraintes normales), cette particularité a deux conséquences importantes pour la sécurité :

- Une rupture par cisaillement ne prévient pas et présente un caractère fragile ;
- Dans un système hyperstatique, il n'y a pas de redistribution d'efforts comparable à celle que l'on observe avec les moments fléchissant (il n'y a pas de « rotule » plastique à l'effort tranchant).

C'est pourquoi il y a lieu d'être très prudent dans le dimensionnement des structures vis-à-vis de l'effort tranchant.

VII.3.1. CALCUL DES CONTRAINTES

La contrainte de cisaillement τ , à une ordonnée t , a pour expression :

$$\tau(t) = \frac{V \times S(t)}{I \times b_n}$$

Avec :

- $\tau(t)$: contrainte de cisaillement le long d'un axe t ;
- V : effort tranchant réduit appliqué à la section ;
- I : inertie de la section calculée par rapport à un axe passant par le centre de gravité G et perpendiculaire à V ;
- $S(t)$: moment statique calculé par rapport à l'axe G de la partie de la section située au-dessus ou au-dessous de l'axe t ;
- b_n : largeur nette de la section à la cote t .

L'application de cette formule aux sections couramment utilisées en génie civil montre que la contrainte de cisaillement τ est maximale au droit du centre de gravité.

$$\text{Où } b_n = b_0 - m \times k \times \phi_g = 1,04 - 2 \times 0,5 \times 0,09 = 0,95 \text{ m}$$

- b_0 : largeur de la section à la cote t ;
- m : nombre de gaine par lit ;

$$k = \begin{cases} 0 & \text{en pré-tension ;} \\ 0,5 & \text{si câbles injectés au coulis de ciment ;} \\ 1 & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

En prenant en compte l'approximation :

$$\frac{I}{S(t)} = 0,8 \times h \quad (h: \text{ hauteur du voussoir})$$

L'expression de la contrainte de cisaillement devient :

$$\tau(t) = \frac{V}{b_n \times 0,8 \times h}$$

VII.4. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE SERVICE

On vérifie les risques de fissuration du béton en se référant aux règles utilisées par le BPEL avec les différents cas de chargement.

$$\tau^2 \leq 0,4 \times f_{t28} \times \left(f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{t28}}{f_{c28}} \times (0,6 \times f_{c28} - \sigma_x) \times \left(f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_2^2$$

Avec :

- f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours), $f_{t28}=3,3MPa$;
- f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours), $f_{c28}=45MPa$;
- σ_x : contrainte normale du béton à l'axe G .

Tableau VII.3. Vérification de l'effort tranchant en construction

Sections	$V_P(x)$ (MN)	$V_G(x)+V_Q(x)$ (MN)	$V_{réd}(x)$ (MN)	τ (MPa)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)
S12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
S11	-0,630	0,257	-0,630	-0,212	2,218	3,796
S10	-1,198	0,939	-0,979	-0,147	2,342	3,959
S9	-1,198	1,282	-0,640	0,048	2,460	4,105
S8	-1,198	1,625	-0,300	0,243	2,572	4,237
S7	-1,198	1,968	0,039	0,438	2,679	4,356
S6	-1,198	2,311	0,379	0,634	2,783	4,463
S5	-1,198	2,654	0,718	0,829	2,882	4,558
S4	-1,198	2,997	1,058	1,024	2,978	4,643
S3	-1,497	3,339	1,098	1,049	3,095	4,735
S2	-1,497	3,682	1,437	1,244	3,207	4,812
S1	-0,710	4,025	2,564	1,733	3,207	4,812
S _P	-0,227	4,104	3,315	2,026	3,207	4,812
S0	0,000	4,238	3,613	0,570	2,735	4,415

Vérifiée

Tableau VII.4. Vérification de l'effort tranchant en exploitation à vide

Sections	$V_P(x)$	$V_G(x)+V_Q(x)$	$V_{red}(x)$	τ	τ_1	τ_2
	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S12	0,000	0,150	0,150	0,078	3,025	4,681
S11	-0,630	0,303	-0,328	-0,186	3,117	4,751
S10	-1,198	0,700	-0,497	-0,283	3,206	4,811
S9	-1,198	1,098	-0,100	-0,057	3,294	4,864
S8	-1,198	1,496	0,298	0,170	3,184	4,797
S7	-1,198	1,893	0,696	0,396	3,273	4,852
S6	-1,198	2,291	1,094	0,622	3,250	4,838
S5	-1,198	2,689	1,491	0,849	3,228	4,825
S4	-1,198	3,086	1,889	1,075	3,207	4,812
S3	-1,497	3,484	1,987	1,131	3,207	4,812
S2	-1,497	3,882	2,385	1,357	3,207	4,812
S1	-0,710	4,280	3,570	1,866	3,207	4,812
S_P	-0,227	4,372	4,145	2,166	3,207	4,812
S0	0,000	4,584	4,584	0,617	2,735	4,415

Vérifiée

Tableau VII.5. Vérification de l'effort tranchant en exploitation en charge

Sections	$V_P(x)$	$V_G(x)+V_Q(x)$	$V_{red}(x)$	τ	τ_1	τ_2
	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S12	0,000	0,821	0,821	0,429	3,025	4,681
S11	-0,630	0,973	0,343	0,195	3,117	4,751
S10	-1,198	1,513	0,316	0,180	3,206	4,811
S9	-1,198	2,013	0,815	0,464	3,294	4,864
S8	-1,198	2,562	1,364	0,776	3,184	4,797
S7	-1,198	3,080	1,883	1,071	3,273	4,852
S6	-1,198	3,597	2,399	1,365	3,250	4,838
S5	-1,198	4,147	2,949	1,678	3,228	4,825
S4	-1,198	4,647	3,449	1,963	3,207	4,812
S3	-1,497	5,192	3,695	2,103	3,207	4,812
S2	-1,497	5,698	4,201	2,391	3,207	4,812
S1	-0,710	6,108	5,398	2,821	3,207	4,812
S_P	-0,227	6,312	6,085	3,180	3,207	4,812
S0	0,000	6,562	6,562	0,883	2,735	4,415

Vérifiée

VII.5. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES ULTIMES

L'effort tranchant maximum donné par le logiciel Robot Structural Analysis est obtenu pour la combinaison « 1,35 G + 1,35 D240 + 0,75 Δθ ».

$$\tau_{\text{rédu}} = \frac{V_{\text{rédu}}}{b_n \times 0,8 \times h}$$

Aux ELU, l'angle θ , calculé à partir des contraintes, serait :

$$\tan(2 \times \theta) = \frac{2 \times \tau_{\text{rédu}}}{\sigma_x}$$

VII.5.1. JUSTIFICATION DU BÉTON

Si l'élément ne comporte que des armatures transversales perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, la contrainte de cisaillement $\tau_{\text{rédu}}$ doit être au plus égale à :

$$\tau_{\text{rédu}} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} \times \sin(2 \times \theta) = \frac{0,85 \times 45}{3 \times 1,5} \times \sin(60) = 7,37 \text{ MPa}$$

Le béton des bielles résiste largement à la compression.

VII.5.2. JUSTIFICATION DES ARMATURES

$$S_t \leq \text{Min}[1 \text{ m} ; 0,8 \times h ; 3 \times b_n] = \text{Min}[1 \text{ m} ; 0,8 \times 2,3 ; 3 \times 0,95] = 1 \text{ m}$$

- h : hauteur du voussoir ;
- b_n : largeur nette des âmes.

On prend $S_t = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{rédu}} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} \times \cotan(\theta) + \frac{f_{t28}}{3} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{\text{rédu}} - \frac{f_{t28}}{3} \right) \times \frac{1,15 \times b_n}{f_e \times \cotan(\theta)}$$

• **MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES**

Le BPEL impose, vis-à-vis de l'effort tranchant, un minimum d'armatures.

Le minimum est donné par :

$$\frac{A_t}{b_w \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} \geq 0,6 \text{ MPa} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times 1,15 \times b_w}{f_e} = \frac{0,6 \times 1,15 \times 1,04}{400} = 0,001794 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{t,min} = 0,001794 \times 0,25 = 0,0004485 \text{ m}^2 = 4,485 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.6. Justification des armatures à l'ELU

Sections	$V_{rédu}(x)$	$\tau_{rédu}$	σ_x	θ	θ retenu	A_t calculée	A_t retenue	Ferrailage retenu
	(MN)	(MPa)	(MPa)	(°)	(°)	(cm ²)	(cm ²)	
S12	1,109	0,580	0,449	6,0	30	-2,245	4,485	4φ12
S11	0,685	0,390	0,449	3,6	30	-2,813	4,485	4φ12
S10	0,846	0,482	0,898	4,1	30	-2,449	4,485	4φ12
S9	1,521	0,866	1,347	6,6	30	-0,927	4,485	4φ12
S8	2,262	1,288	1,796	10,7	30	0,743	4,485	4φ12
S7	2,961	1,685	2,245	12,5	30	2,318	4,485	4φ12
S6	3,659	2,083	2,694	15,3	30	3,892	4,485	4φ12
S5	4,401	2,505	3,143	18,0	30	5,564	5,564	4φ14
S4	5,077	2,890	3,592	20,3	30	7,088	7,088	4φ16
S3	5,514	3,138	4,153	21,5	30	8,072	8,072	4φ20
S2	6,196	3,526	4,714	23,2	30	9,609	9,609	4φ20
S1	7,662	4,004	4,714	25,0	30	12,526	12,526	4φ25
S_p	8,291	4,333	4,714	26,1	30	13,943	13,943	
S0	8,860	4,630	2,487	16,9	30	1,539	4,485	

VII.6. CONCLUSION

La vérification des différentes sections du tablier vis-à-vis de l'effort tranchant est effectuée pour les trois phases importantes de la construction.

Le ferrailage dimensionné à l'ELU pour les différents voussoirs est reporté dans le tableau VII.3. On comparera ce dimensionnement à celui qu'on effectuera dans le prochain chapitre de l'étude transversale pour prendre le plus adéquat.

CHAPITRE VIII

ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur du caisson.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéresserons donc à l'étude du voussoir courant.

VIII.2. ZONES DE JUSTIFICATIONS

Pour les ouvrages de hauteur constante présentant un épaissement du hourdis inférieur sur appui, cette variation est suffisamment localisée pour ne pas nécessiter, généralement, de calcul spécifique par rapport à la section courante [3].

Dans une section du tablier, les principales sections à justifier sont en général les suivantes :

- Hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement, au droit du gousset côté intérieur, et au centre de la dalle ;
- Dans les âmes : au niveau du centre de gravité et aux extrémités supérieure et inférieure ;
- Hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement.

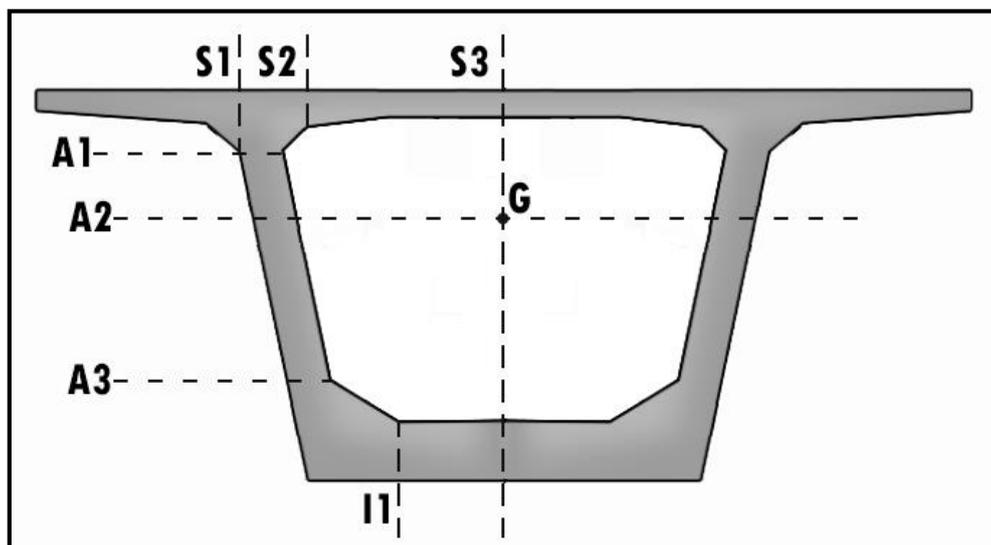


Figure VIII.1. Sections à justifier

VIII.3. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent selon les indications du BAEL 91 révisé 99 [4], en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

VIII.4. MODELISATION

La modélisation est effectuée par le logiciel « Robot Structural Analysis », le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

Le caisson est représenté sur une largeur unitaire égale à $1m$, où les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids. Nous pourrons ainsi déterminer les armatures dans la section transversale en fonction du cumul des différentes actions dans la mesure de leur concomitance.

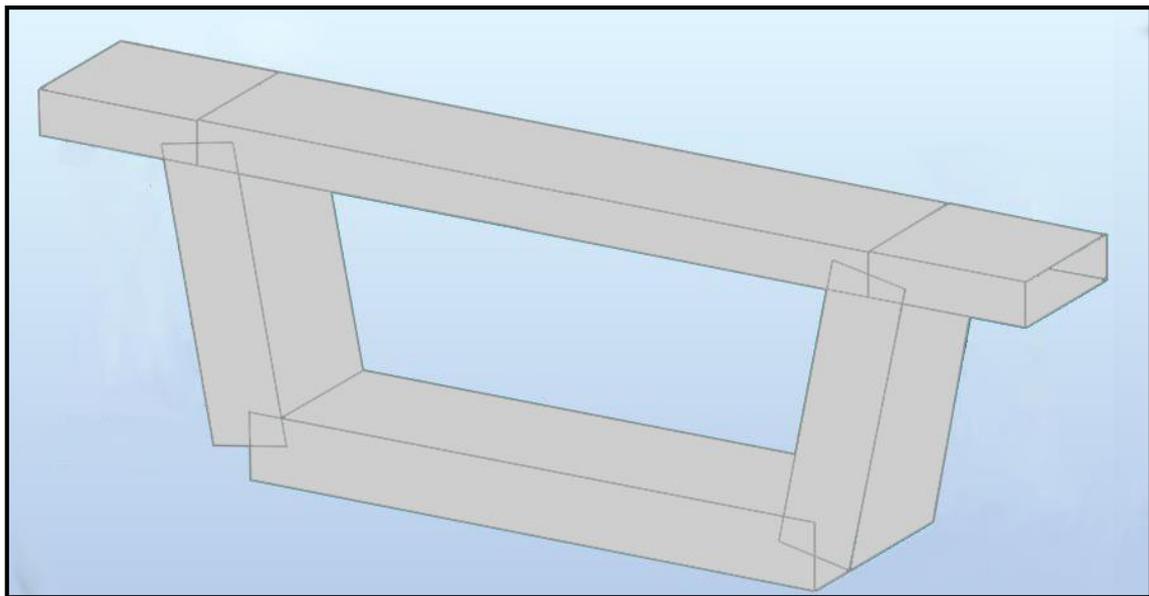


Figure VIII.2. Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot Structural Analysis

VIII.4.1. CHARGES PERMANENTES

Les valeurs des charges permanentes ainsi que leurs zones d'applications obtenues à partir du tableau IV.2 sont données dans le tableau VIII.1 suivant :

Tableau VIII.1. Valeurs et zones d'application des charges permanentes

Charges	Valeurs et zones d'application des charges
Poids propre	Pris automatiquement par le logiciel Robot
Longrine d'ancrage	5,42 kN/m ² Appliquée sur un rectangle de 0,5 × 1m de chaque côté
Corniche béton	2,24 kN/m Appliquée à l'extrémité de chaque coté
Barrière type BN4	0,65 kN/m Appliquée à 0,25m du bord de chaque côté
Revêtement	2,64 kN/m ² Appliquée sur un rectangle de 6 × 1m de la zone roulable

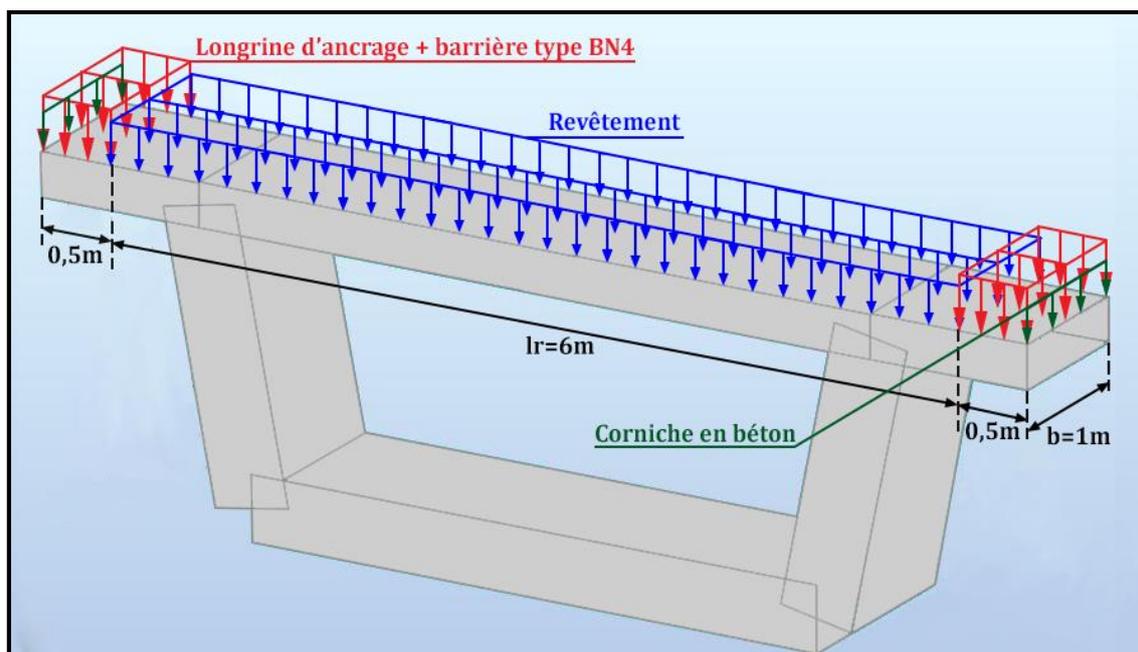


Figure VIII.3. Zones d'application des charges permanentes

VIII.4.2. CHARGES DUES AU TRAFIC

Les valeurs des surcharges d'exploitation ainsi que leurs zones d'applications sont données dans le tableau VIII.2 suivant :

Tableau VIII.2. Valeurs et zones d'application des surcharges d'exploitation

Surcharges	Valeurs et zones d'application des surcharges
<i>A</i>	11,48 kN/m^2 Appliquée sur un rectangle $5 \times 1m$ de la zone chargeable
<i>B_c</i>	60 kN Appliqué transversalement pour chaque roue des deux camions
<i>M_{c120}</i>	90,16 kN Répartie sur un carrée de $1 \times 1m$ pour chaque chenille
<i>D240</i>	41 kN/m^2 Répartie sur un rectangle de $3,20 \times 1m$

VIII.4.3. EFFORTS ET COMBINAISONS

Le voussoir doit être ferrillé sous les efforts les plus défavorables, le tableau VIII.3 ci-dessous donne les différentes combinaisons considérées.

Tableau VIII.3. Combinaisons de charges appliquées

Cas de charge	Combinaisons
ELU <i>A</i>	1,35 <i>G</i> + 1,60 <i>A</i>
ELU <i>B_c</i>	1,35 <i>G</i> + 1,60 <i>B_c</i>
ELU <i>M_{c120}</i>	1,35 <i>G</i> + 1,35 <i>M_{c120}</i>
ELU <i>D240</i>	1,35 <i>G</i> + 1,35 <i>D240</i>
ELS <i>A</i>	<i>G</i> + 1,2 <i>A</i>
ELS <i>B_c</i>	<i>G</i> + 1,2 <i>B_c</i>
ELS <i>M_{c120}</i>	<i>G</i> + <i>M_{c120}</i>
ELS <i>D240</i>	<i>G</i> + <i>D240</i>

Remarque : Le gradient thermique n'a pas été pris en compte car il n'amène réellement des contraintes que dans le cas des caissons à âmes multiples (3 ou plus). Il n'est généralement pas nécessaire de le considérer dans le cas des ouvrages à deux âmes [3].

VIII.4.4. RESULTATS DE L'ANALYSE

Les valeurs des efforts sous les combinaisons les plus défavorables sont illustrées dans les tableaux VIII.4 et VIII.5.

L'allure du moment fléchissant dans la section transversale est représentée dans la figure suivante :

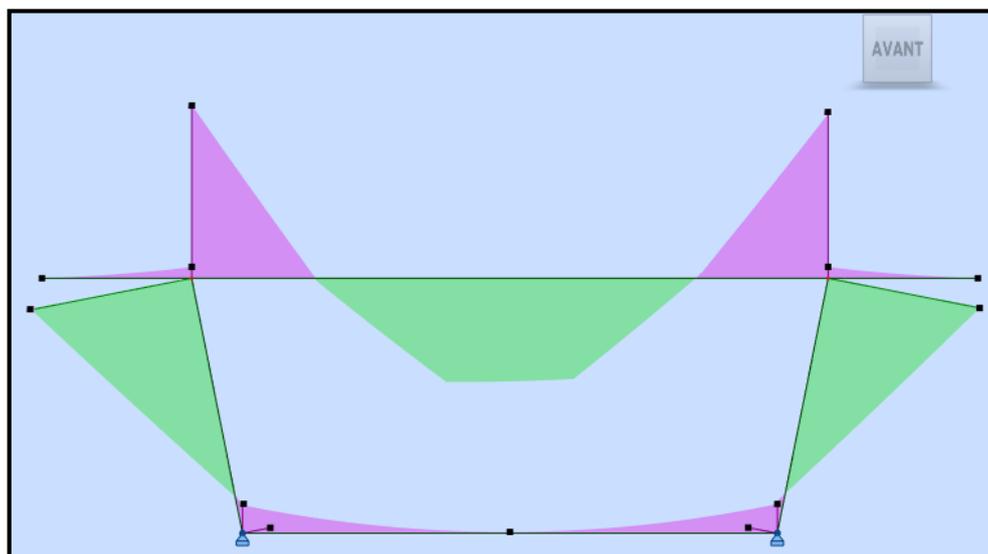


Figure VIII.4. Allure du moment fléchissant dans la section transversale

VIII.4.4.1. SOLLICITATIONS EN FLEXION SIMPLE

Le ferrailage en flexion simple se calcule à partir de la valeur des moments fléchissant maximums et minimums suivants :

Tableau VIII.4. Efforts dans les sections soumises à la flexion simple

Sections	ELU		ELS	
	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)
Hourdis supérieur	125,49 ELU Bc	-188,70 ELU D240	93,91 ELS Bc	-139,78 ELS D240
Porte à faux	0 ∀ cas de charge	-24,92 ELU Bc	0 ∀ cas de charge	-18,58 ELS Bc
Hourdis inferieur	9,26 ELU A	-38,24 ELU Bc	7,17 ELS A	-28,31 ELS Bc

VIII.4.4.2. SOLLICITATIONS EN FLEXION COMPOSEE

Le ferrailage en flexion composée se calcule à partir de la valeur du moment fléchissant maximum et son effort normal correspondant qui sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.5. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée

Sections	ELU		ELS	
	<i>N</i>	<i>M_{max}</i>	<i>N</i>	<i>M_{max}</i>
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)
Ame	217,54 ELU D240	176,30 ELU D240	161,14 ELS D240	130,60 ELS D240

VIII.5. FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE

La justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable [3].

On subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- L'hourdis inférieur et l'hourdis supérieur travaillent en flexion simple ;
- Les deux porte-à-faux travaillent en flexion simple ;
- Les deux âmes travaillent en flexion composée.

L'enrobage minimal des aciers est pris égal à 4cm.

VIII.5.1. FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE

La section A_s qu'on prendra en compte pour le ferrailage de la section sera la plus grande entre la section obtenue par les efforts combinés à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service ELS et la condition de non fragilité.

La condition de non fragilité notée CN est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- b : largeur de la section prise égale à 1m ;
- f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28 jours ;
- f_e : limite élastique des aciers qui vaut 400 MPa.

Tableau VIII.6. Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion simple

Sections	ELU		ELS	
	A_{inf} (cm^2)	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{sup} (cm^2)
Hourdis supérieur	16,49	25,52	20,33	30,25
Porte à faux	$A_{min}=5,12$	$A_{min}=5,12$	$A_{min}=5,12$	$A_{min}=5,12$
Hourdis inferieur	$A_{min}=6,07$	$A_{min}=6,07$	$A_{min}=6,07$	$A_{min}=6,07$

Tableau VIII.7. Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion simple

Sections	Nombre de barres	
	Nappe supérieure	Nappe inferieure
Hourdis supérieur	7HA25/ml	7HA20/ml
Porte à faux	7HA12/ml	7HA12/ml
Hourdis inferieur	7HA12/ml	7HA12/ml

VIII.5.2. FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

On considère les âmes comme des poteaux donc elles travaillent en flexion composé.

La section A_s qu'on prendra en compte pour le ferrailage de l'âme sera la plus grande entre la section obtenue par les efforts à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service ELS et la section d'armature minimale.

La section d'armature minimale pour les poteaux est [9] :

$$A_s + A_{sc} = \max \left(4\mu, \frac{0,2}{100} \times B \right)$$

- μ : périmètre de la section exprimé en mètres ;
- B : aire de la section exprimée en centimètres carrés.

Tableau VIII.8. Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion composée

Sections	ELU		ELS	
	A_s	A_{sc}	A_s	A_{sc}
	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
Ame	7,45	7,45	8,80	8,80

Tableau VIII.9. Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion composée

Sections	Nombre de barres	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Ame	7HA14/ml	7HA14/ml

VIII.5.3. CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, nous a permis de déterminer les efforts les plus défavorables sous différentes combinaisons, afin de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constitutifs du voussoir.

Le ferrailage actif et passif du tablier étant déterminé, on complètera notre étude par le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis dans les prochains chapitres.

CHAPITRE IX

JOINT DE CHAUSSEE

IX.1. INTRODUCTION

Le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.

Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier, le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en déplacement transversal et vertical. Le choix va porter sur les différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

IX.2. JOINT DE CHAUSSEE

Le raccord d'un tablier de pont aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées.

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier du pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater.

Les conditions que doit remplir un joint sont :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

IX.3. LE SOUFFLE

On appelle " souffle " (ou parfois " jeu ") d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

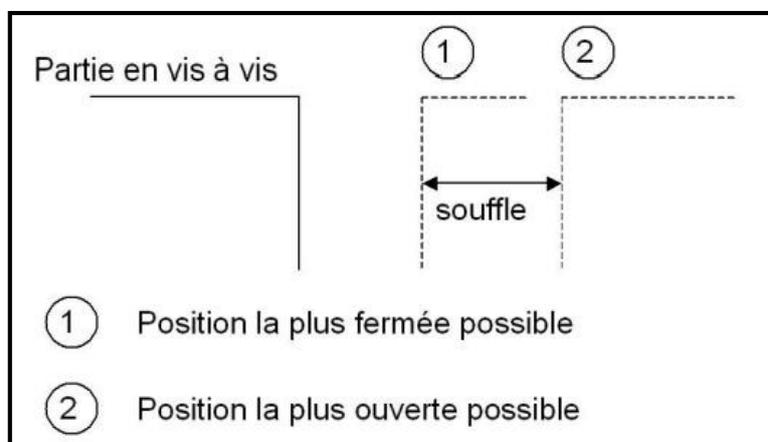


Figure IX.1. Description du souffle [14]

IX.3.1. COMPOSANTES DU SOUFFLE

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle sont représentés sur la (figure IX.2).

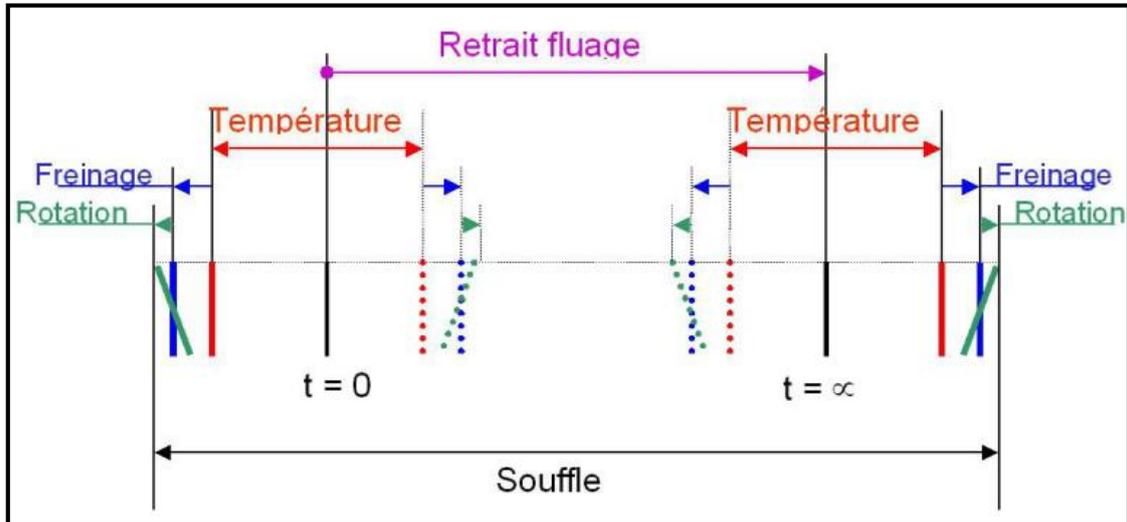


Figure IX.2. Décomposition du souffle [14]

- La température indiquée représente la dilatation thermique pure (sans gradient thermique) ;
- Freinage : sous charges ;
- Rotation : charges, fluage, gradient thermique,...

Le joint doit satisfaire aux trois degrés de liberté correspondant aux trois directions du déplacement relatif des deux éléments par rapport à l'axe de la voie (figure IX.3).

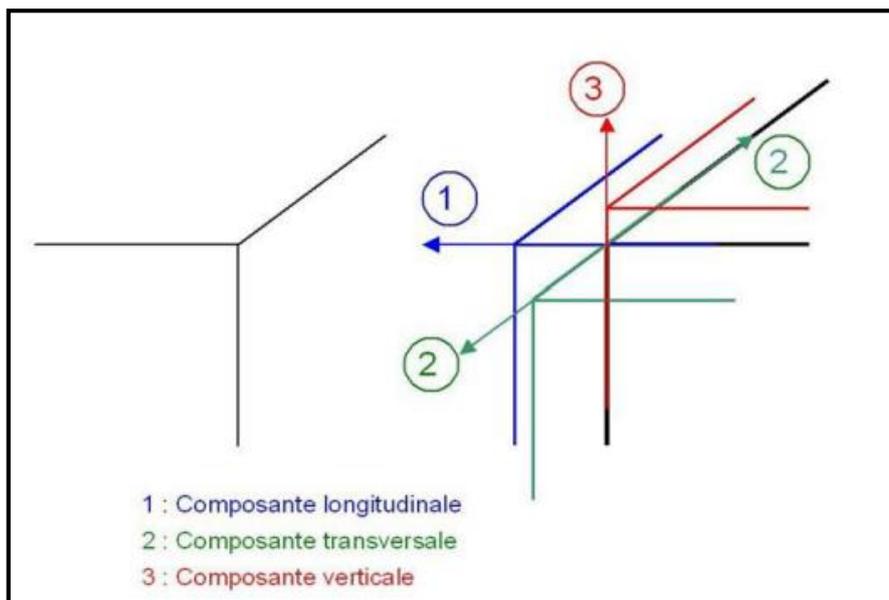


Figure IX.3. Composantes du souffle [14]

La composante longitudinale est en général prépondérante. Elle représente les mouvements de contraction et d'extension, réversibles ou non, de la structure (température, retrait, fluage, freinage) ainsi que la déformation longitudinale liée à la rotation sous charge.

La composante transversale apparaît principalement dans le cas d'ouvrages courbes ou biais (mais également pour les ouvrages droits et larges) : elle est la conséquence d'une déformation particulière du tablier (essentiellement sous l'action de la dilatation thermique) et de l'effet du trafic (force centrifuge et force de freinage).

La composante verticale, bien que de faible valeur, n'est pas négligeable. Elle résulte de mouvements de rotation d'about du tablier et éventuellement de tassements (ou déformations) d'appuis et de déplacements/tassements des appareils d'appui (tassement élastique des appareils d'appui en élastomère, déplacement des appareils d'appui à balancier).

IX.3.2. DETERMINATION DU SOUFFLE

IX.3.2.1. LES ACTIONS A PRENDRE EN COMPTE

Conformément aux Eurocodes, les actions à prendre en compte sont [14] :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- Les charges d'exploitation :
 - Efforts horizontaux : freinage, vent ;
 - Mouvements verticaux/horizontaux (rotations d'about).
- Autres actions liées à la géométrie de l'ouvrage (courbure, biais, pente).

IX.3.2.1.1. LA TEMPERATURE

Cet effet constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par [13] :

$$\Delta L = L \times \alpha_T \times \Delta T$$

- ΔL : variation de la longueur ;
- L : longueur dilatable ;
- α_T : coefficient de dilatation égale à $10^{-5} / ^\circ\text{C}$;
- ΔT : différence de température.

Remarque : Pour un ouvrage totalement symétrique (symétrie des fondations, des appuis, des conditions d'appui et du tablier), le point de déplacement nul peut être considéré au centre de l'ouvrage et la longueur dilatable est alors la demi-longueur du tablier.

L'étendue de température utilisée pour la détermination du souffle des joints de chaussée va dépendre du niveau de connaissance de la température de pose du joint. Une première étape consiste à déterminer les étendues des variations positives et négatives de la composante de température uniforme d'un pont.

$$\Delta T_{N,con} = (T_0 - T_{e,min}) \text{ (variations négatives)}$$

$$\Delta T_{N,exp} = (T_{e,max} - T_0) \text{ (variations positives)}$$

- T_0 : température d'origine du pont (pour la détermination du souffle du joint de chaussée, T_0 est la température du pont à la date de pose du joint de chaussée) ;
- ΔT_N : composante de température uniforme associée à une période de retour de 50 ans ;
- Les valeurs des composantes de température uniforme maximale et minimale $T_{e,min}$ et $T_{e,max}$ du pont se déduisent des valeurs minimales et maximales T_{min} et T_{max} de température de l'air sous abri (tableau IX.1) :

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Tableau IX.1. Valeurs de $\Delta T_{e,min}$ et $\Delta T_{e,max}$ [13]

Type de tablier	$\Delta T_{e,min}$ (C°)	$\Delta T_{e,max}$ (C°)
Type1 : Métallique	-3,0	+16,0
Type2 : Mixte	+5,0	+4,0
Type3 : En béton	+8,0	+2,0

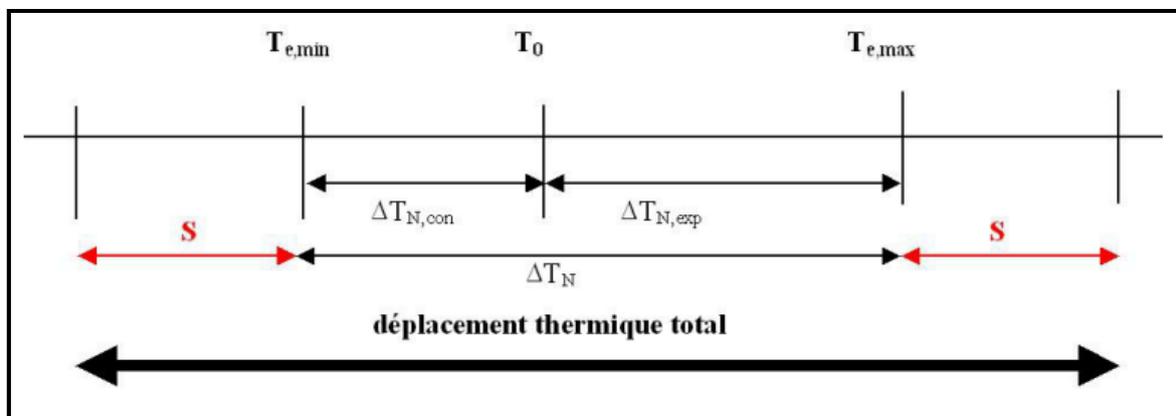


Figure IX.4. Etendue de température pour le calcul du souffle [14]

Les températures extrêmes en Algérie du Nord sont données par le RCPR [2] :

$$T_{min} = -15^{\circ}C$$

$$T_{max} = +35^{\circ}C$$

$$\text{Tablier en béton précontraint type 3} \Rightarrow \begin{cases} \Delta T_{e,min} = +8^{\circ}C \\ \Delta T_{e,max} = +2^{\circ}C \end{cases}$$

$$T_{e,min} = (-15^{\circ}C) + (+8^{\circ}C) = -7^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = (+35^{\circ}C) + (+2^{\circ}C) = 37^{\circ}C$$

$$T_0 = 10^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,con} = (+10^{\circ}C) - (-7^{\circ}C) = +17^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,exp} = (+37^{\circ}C) - (+10^{\circ}C) = +27^{\circ}C$$

Pour une température de pose du joint non connue et joint non réglable : $S = 15^{\circ}C$

$$\Delta T_{N,con} + S = (+17^{\circ}C) + (+15^{\circ}C) = +32^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,exp} + S = (+27^{\circ}C) + (+15^{\circ}C) = +42^{\circ}C$$

Variations de longueur relatives correspondantes :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{T,con} = 3,2 \times 10^{-4} \\ \varepsilon_{T,exp} = 4,2 \times 10^{-4} \end{cases}$$

D'où les variations des longueurs suivantes :

$$\Delta L_{T,con} = 36 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{T,exp} = 47 \text{ mm}$$

IX.3.2.1.2. LES DEFORMATIONS DIFFERENTES DU BETON

Le retrait et le fluage du béton dépendent des dimensions de la pièce, du pourcentage d'humidité relative et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de l'intensité et la durée des chargements [10].

- **CALCUL DU RETRAIT**

La déformation de retrait totale ε_{cs} se compose de deux parties. La première est liée au retrait de dessiccation ε_{cd} et la deuxième au retrait endogène ε_{ca} .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

❖ **Retrait de dessiccation**

Le retrait de dessiccation du béton (aussi appelé retrait hydraulique ou retrait de séchage) résulte du séchage de la masse du béton. Cette évaporation, qui peut s'étaler sur plusieurs années, crée des tensions de surface à l'interface des grains de ciment hydratés qui génèrent à leur tour des déformations macroscopiques de l'élément, à savoir un raccourcissement.

$$\varepsilon_{cd,t} = \beta(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad \text{avec} \quad \beta(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{0,04\sqrt{h_0^3} + (t - t_s)}$$

- t : âge du béton (en jours) au moment considéré ;
- t_s : âge du béton (en jours) au commencement du retrait de dessiccation ;

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \text{ (en mm)}$$

- A_c : aire de la section transversale du béton ;
- u : périmètre exposé à la dessiccation (sous-face + parties latérales) ;
- $\varepsilon_{cd,0}$: valeur nominale du retrait de dessiccation ;
- k_h : coefficient dépendant du rayon moyen h_0 tableau IX.2.

Tableau IX.2. Valeurs de k_h [11]

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$t \rightarrow \infty \Rightarrow \beta(\infty, t_s) \rightarrow 1 \quad \Rightarrow \varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 5,66 \text{ m}^2}{9,91 \text{ m}} \times 10^3 = 1142 \text{ mm} \Rightarrow k_h = 0,7$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,7 \times 0,225 \times 10^{-3} = 1,58 \times 10^{-4}$$

❖ **Retrait endogène**

Le retrait endogène du béton (aussi appelé retrait d'auto-dessiccation ou retrait chimique) est une déformation qui résulte du fait que le volume des produits de l'hydratation est plus petit que le volume des réactifs en présence. Cette déformation est présente même sans échange hydrique avec l'environnement. Il s'agit donc d'une dessiccation interne du béton.

$$\varepsilon_{ca,t} = \beta_{as}(t) \times 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad \text{avec} \quad \beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t)^{0,5}$$

$$t \rightarrow \infty \Rightarrow \beta_{as}(\infty) \rightarrow 1 \Rightarrow \varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (45 - 10) \times 10^{-6} = 0,88 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 0,88 \times 10^{-4}$$

❖ **Retrait total**

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = (1,58 + 0,88) \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{cs} = 2,46 \times 10^{-4}$$

• **CALCUL DU FLUAGE**

Tableau IX.3. Caractéristiques de résistance du béton [11]

Classes de résistance du béton								
f_{ck} (MPa)	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/60	60/75
E_{cm} (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39

A partir du tableau IX.3 :

$$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$$

$$E_c = 1,05 \times E_{cm} = 1,05 \times 36 = 37,8 \text{ GPa}$$

- E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton ;
- E_c : module d'élasticité tangent du béton.

❖ **Estimation du coefficient de fluage**

Le coefficient de fluage est tiré à partir de la figure ci-dessous en considérant $t_0=1$ jour (pour avoir le fluage maximum).

$$h_0 = 1142 \text{ mm}$$

D'où

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,2$$

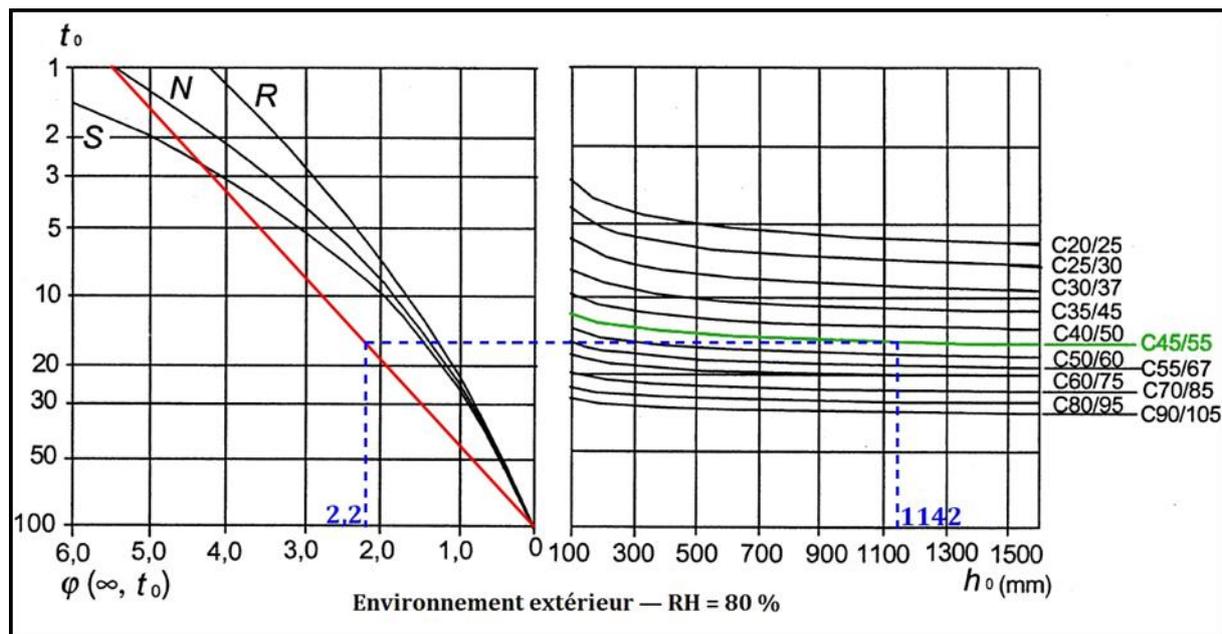


Figure IX.5. Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales [11]

La déformation due au fluage du béton à l'instant $t = \infty$, notée $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$, sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est obtenue à partir de la figure IX.5 :

Le coefficient du fluage $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right)$$

- σ_c : contrainte maximale de compression du béton (donnée par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis) ;
- E_c : module d'élasticité tangent du béton, $E_c = 37,8 \text{ GPa}$;
- φ : coefficient du fluage $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$.

$$V_{\text{fluage}} = \varepsilon_{cc} \times l$$

Tableau IX.4. Déformation due au fluage

Cas de charge	σ_c	ε_{cc}
	(MPa)	(10^{-3})
ELU A	20,00	1,164
ELU B_c	18,58	1,081
ELU M_{c120}	19,98	1,163
ELU D240	20,76	1,209

IX.3.2.1.3. CHARGES D'EXPLOITATION

• **FORCE DE FREINAGE**

Une force de freinage, notée Q_{lk} , s'exerçant comme une force longitudinale, au niveau du revêtement de la chaussée, doit être considérée [12] :

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_l \times L$$

- α_{Q1} : coefficient d'ajustement de la charge Q_{lk} , pris égale à 0,9 pour un pont de 2^{ème} classe ;
- Q_{1k} : charge maximale d'un essieu tandem égale à 300 kN donnée par [12] ;
- α_{q1} : coefficient d'ajustement de la charge q_{1k} pris égale à 0,7 pour un pont de 2^{ème} classe ;
- q_{1k} : charge réparties maximale due au trafic égale à 9 kN/m² donnée par [12] ;
- w_l : largeur de la voie égale à 2,5 m ;
- L : longueur totale du tablier (pour un tablier continu à plusieurs travées).

Tableau IX.5. Valeurs des coefficients d'ajustement [12]

		α_{Q1}	α_{q1}
Classe du pont	Première	1,0	1,0
	deuxième	0,9	0,7
	troisième	0,8	0,5

$$Q_{lk} = 0,6 \times 0,9 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 0,7 \times 9 \times 2,5 \times 220,5$$

$$\Rightarrow Q_{lk} = 671,3 \text{ kN}$$

Le déplacement longitudinal est :

$$v_x = \frac{F_x \times T_q}{2 \times G \times A} \text{ avec } F_x = \frac{Q_{lk}}{\text{nombre d'appuis d'appui}} = \frac{671,3}{12} = 56 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow v_x = \frac{56 \times 10^{-3} \times 60}{2 \times 0,9 \times 0,407} = 5 \text{ mm}$$

IX.3.2.1.4. ROTATIONS D'ABOUT

Les rotations d'about d'un ouvrage peuvent engendrer des mouvements verticaux et horizontaux, en particulier lorsque la distance entre l'about du tablier et la ligne d'appui est importante.

Les mouvements engendrés sont évalués à partir du porte-à-faux, de la longueur de la travée, de la hauteur de la section du tablier et de la flèche sous le cas de charge prépondérant pour la rotation [14].

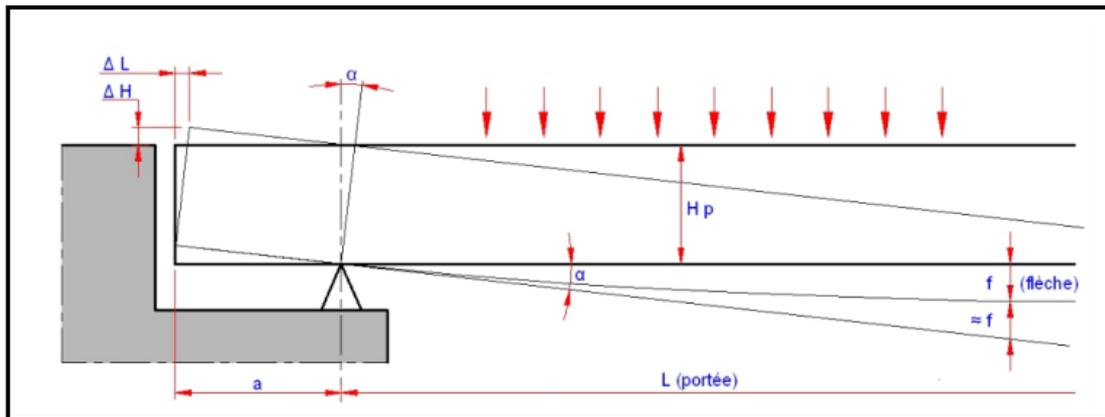


Figure IX.6. Rotations d'about d'un ouvrage

Le déplacement dû à la rotation d'about a une valeur généralement faible, sa valeur est donnée par :

$$\Delta L = \frac{4 \times f}{L} \times H_p$$

- f : flèche de la poutre ;
- L : longueur de la travée ;
- H_p : hauteur de la poutre ;
- ΔL : déformation longitudinal dû à la rotation d'about.

La valeur de la flèche maximale dans la travée de rive est donnée par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis : $f = 21 \text{ mm}$.

$$\Delta L = \frac{4 \times 21 \text{ mm}}{31,2 \text{ m}} \times 2,3 \text{ m} = 6,2 \text{ mm}$$

L'examen des différentes actions suivantes doit conduire à la détermination du soufflé du joint.

IX.3.2.2. COMBINAISON D' ACTIONS

- Actions permanentes
 - Retrait et fluage, G .
- Actions variables
 - Effets de la température, T_k ;
 - Charges d'exploitation, Q_k ;
 - Rotation due aux charges ;
 - Freinage ;
 - Force centrifuge.

Ces actions variables sont notées comme suit :

- T_k : effet de la température avec sa valeur caractéristique ;
- Q_{k-c} : effet des charges de trafic (rotation) avec leur valeur caractéristique ;
- Q_{lk} : effet des forces de freinage, avec leur valeur caractéristique ;
- Q_{tk} : effet des forces centrifuges ou transversales, avec leur valeur caractéristique.

IX.3.2.2.1. COMBINAISONS DES DEPLACEMENTS AUX ETATS LIMITES

Pour le calcul du soufflé, le guide Sétra [14] donne les combinaisons suivantes :

- **Etat limite de service**

$$\text{ELS3: } G + T_k$$

- **Etat limite ultime**

$$\text{ELU1: } 1,35 \times G + 1,35 \times Q_{k-c} + 1,5 \times 0,6 \times T_k$$

$$\text{ELU2: } 1,35 \times G + 1,35 \times (Q_{lk} + Q_{tk}) + 1,5 \times 0,6 \times T_k$$

$$\text{ELU3: } 1,35 \times G + 1,35 \times T_k$$

Tableau IX.6. Tableau récapitulatif des déplacements

		Raccourcissement		Allongement
		(mm)		(mm)
Température		36		47
G	Retrait	271,25	404,55	0
	Fluage	133,3		0
Freinage		5		5
Rotation d'about		6,2		6,2

Tableau IX.7. Calcul du souffle à l'ELS et à l'ELU

	Raccourcissement (mm)	Allongement (mm)
ELS1	$404,55 + 6,2 + 0,6 \times 36 = 432,35$	$0 + 6,2 + 0,6 \times 47 = 34,4$
ELS2	$404,55 + 5 + 0 + 0,6 \times 36 = 431,15$	$0 + 5 + 0 + 0,6 \times 47 = 33,2$
ELS3	$404,55 + 36 = 440,55$	$0 + 47 = 47$
Souffle ELS : 488 mm	441	47
ELU1	$1,35 \times 404,55 + 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 0,6 \times 36 = 586,91$	$1,35 \times 0 + 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 0,6 \times 47 = 50,67$
ELU2	$1,35 \times 404,55 + 1,35 \times (5 + 0) + 1,5 \times 0,6 \times 36 = 585,29$	$1,35 \times 0 + 1,35 \times (5 + 0) + 1,5 \times 0,6 \times 47 = 49,05$
ELU3	$1,35 \times 404,55 + 1,35 \times 36 = 594,74$	$1,35 \times 0 + 1,35 \times 47 = 63,45$
Souffle ELU : 659 mm	595	64

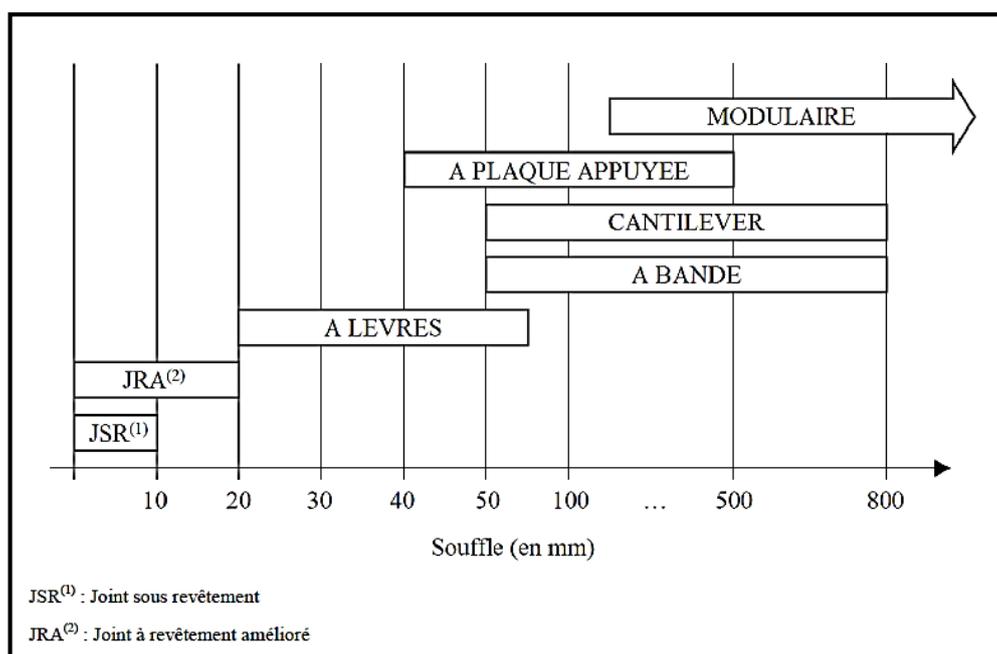


Figure IX.7. Domaine d'emploi des différentes familles de joint

Les joints de type modulaire, à plaque appuyée, cantilever, à bande permettent de reprendre le souffle de 488 mm, on choisit le joint de type cantilever pour le confort qu'il procure, sa durabilité et sa disponibilité sur le marché.

Remarque : On constate que, pour les petits et moyens ouvrages, la prise en compte du freinage suivant les Eurocodes augmente sensiblement la valeur du souffle par rapport aux valeurs obtenues avec les anciens règlements. Pour réduire les effets du freinage sur le calcul du souffle, il peut être envisageable d'augmenter la largeur des appareils d'appuis de manière à en augmenter la rigidité. Par exemple, cela peut permettre de passer d'un joint cantilever à un joint à lèvres, moins coûteux [14].

IX.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons calculé le souffle à partir des différentes combinaisons aux états limites données par le guide Sétra [14]. En fonction de la valeur maximum du souffle et à l'aide de la figure IX.7, donnant le domaine d'emploi des différentes familles de joint on a opté pour un joint de type cantilever, jugé le plus adéquat pour notre pont.

CHAPITRE X

APPAREIL D'APPUI

X.1. INTRODUCTION

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements, à ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

X.2. APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre aux appuis les efforts dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières) et de permettre des mouvements de rotations ou des déplacements horizontaux sur appui de la structure.

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- Les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF), constitués d'un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts) ;
- Les appareils d'appui à pot (AAP), pour des réactions d'appui au-delà de $20MN$, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

Pour notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté type B de forme circulaire comportant $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère d'au moins $2,5\text{ mm}$.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Convient parfaitement pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU) ;
- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

Remarque :

- La forme circulaire des appareils d'appui a été choisie pour des raisons esthétiques.
- Le dimensionnement ainsi que la vérification des appareils d'appuis a été fait suivant le guide (SETRA APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE), [15].

X.3. CARACTERISTIQUES DES APPAREILS D'APPUI

X.3.1. DIMENSIONS GEOMETRIQUES

Les dimensions géométriques de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure suivante où D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire [15].

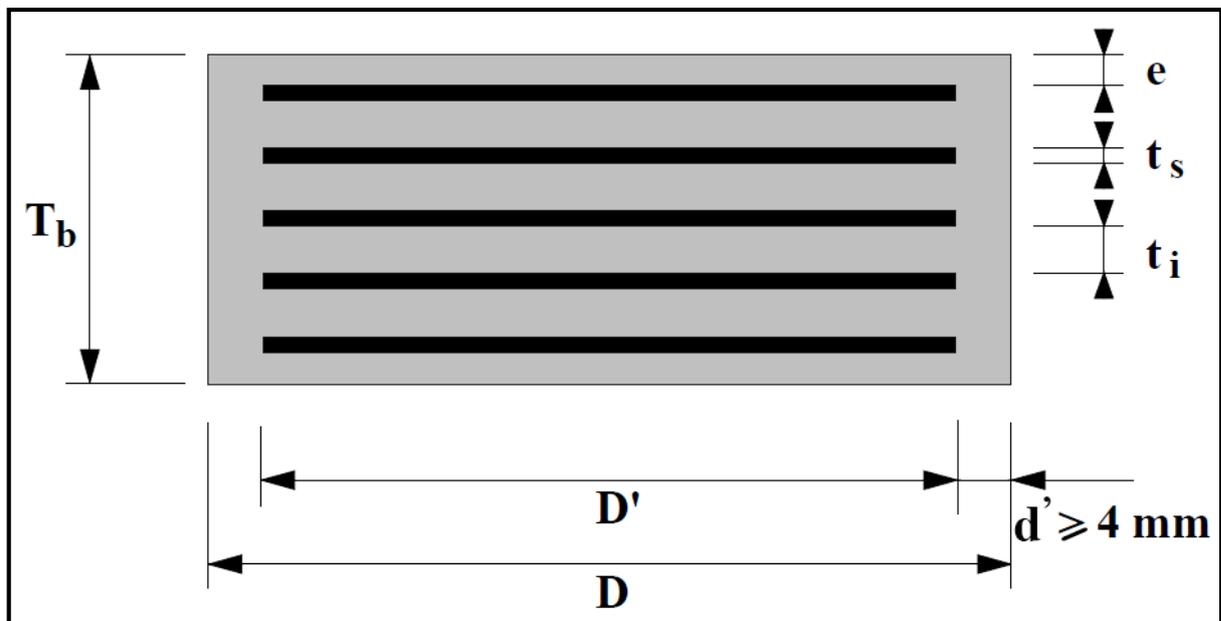


Figure X.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui [15]

- D : diamètre de l'appareil d'appui ;
- D' : diamètre des frettes métalliques ;
- d' : enrobage latéral ;
- e : enrobage supérieur ou inférieur ;
- t_i : épaisseur des frettes métalliques ;
- t_s : épaisseur des feuillets d'élastomère.

Pour le dimensionnement de l'appareil d'appui on définit les épaisseurs suivantes en fonction du nombre de feuillets intermédiaires n :

- T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;

$$T_b = n \times (t_i + t_s) + t_s + 2 \times e$$

- T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$T_q = n \times t_i + 2 \times e \quad \text{avec } e > 2,5 \text{ mm}$$

X.3.2. CARACTERISTIQUES DE L'ELASTOMERE

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G . La valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de $0,9 \text{ MPa}$.

X.3.3. CARACTERISTIQUES DES FRETTES

L'acier utilisé pour les frettes est de nuance S235 ou à allongement de rupture équivalent. La limite élastique à utiliser dans les calculs est donc de 235 MPa . L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm et inférieure à 16 mm .

X.4. COMPORTEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Le calcul suivant les axes (x et y) est relativement complexe. En première approche, on pourra souvent négliger l'effet de déformation et de rotation selon l'axe y .

X.4.1. COMPORTEMENT SOUS EFFORT NORMAL

Sous un effort normal centré F_z (réaction maximale), on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère, sa valeur maximum est donnée par [15] :

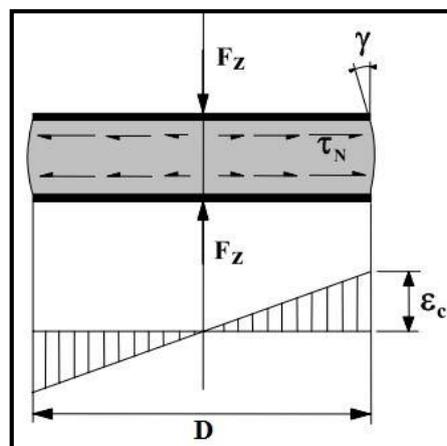


Figure X.2. Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal [15]

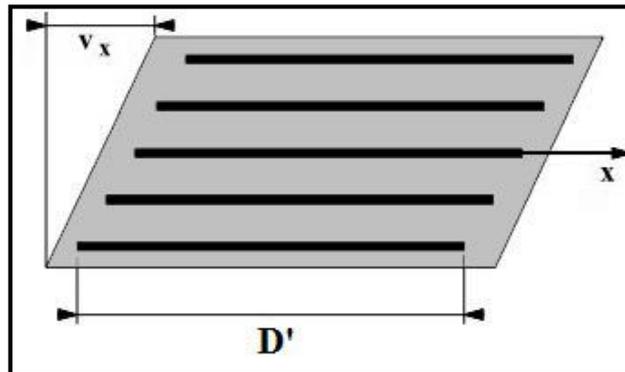


Figure X.3. Surface réduite sous l'effet des déformations horizontales [15]

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 \times F_z}{G \times A_r \times S}$$

- A_r : surface en plan effective ou surface réduite ;

$$A_r = A' - \frac{D'^2}{8} (\theta_x - \sin \theta_x) \text{ avec } \begin{cases} A' = \frac{\pi \times D'^2}{4} : \text{surface des frettes} \\ \theta_x = 2 \times \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \times v_x}{D'} \right) \\ v_x : \text{déformation selon } x \end{cases}$$

- S : coefficient de forme de la couche i considérée égal au quotient de l'aire en plan d'un feuillet par son aire latérale ;

$$S = \frac{A'}{t_i \times \pi \times D'}$$

- G : module de cisaillement conventionnel de l'élastomère égal à 0,9 MPa.

La norme donne également le moyen d'estimer la déformation totale v_z due à un effort vertical F_z :

$$v_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G \times S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \text{ avec } E_b = 2000 \text{ MPa} ;$$

- S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais.

X.4.2. COMPORTEMENT SOUS EFFORT HORIZONTAL

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G \times A'}$$

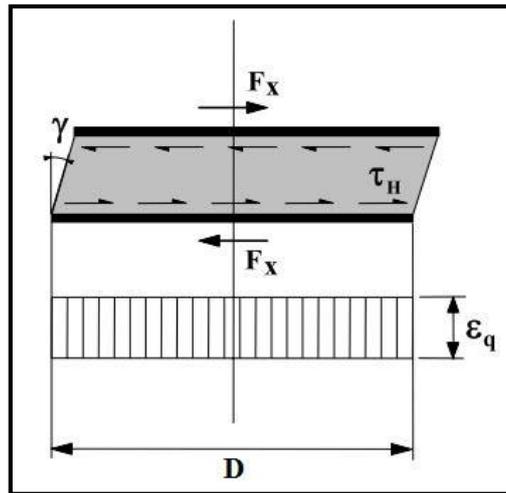


Figure X.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal [15]

X.4.3. COMPORTEMENT SOUS UNE ROTATION D'AXE HORIZONTAL

La valeur de la distorsion ε_α , sous l'effet d'une rotation α est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(D'^2 \times \alpha) \times t_i}{2 \times \sum t_i^3}$$

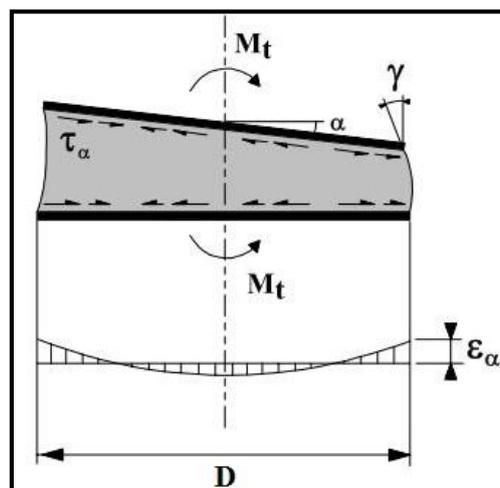


Figure X.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal [15]

X.5. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

X.5.1. PRINCIPES

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

L'appareil d'appui conçu doit satisfaire à l'ELU les conditions récapitulées dans le tableau X.1.

Tableau X.1. Synthèse des vérifications à effectuer

Vérification	ELU Combinaisons fondamentales
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times D' \times S_1}{3 \times T_q}$
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Limite en rotation	$v_z \geq \frac{D' \times \alpha}{K_r}$
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e \times F_z$ et $\frac{F_{z,G \min}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$
Traction dans les frettes	$t_s > \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y}$

Avec :

- K_L : coefficient égal à 1 dans le cas général ;
- $\alpha = \alpha_{max}$ (Combinaison) + α_0 (défaut de pose égale à 0,01 rad) ;
- K_r : coefficient égal à 3 ;

- $F_{z,Gmin}$: réaction minimale sous charges permanentes ;
- F_{xy} : effort horizontal concomitant le plus défavorable ;
- $\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m}$ avec $\begin{cases} \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \text{ (en MPa)} ; \\ K_f = 0,6 \text{ pour le béton.} \end{cases}$
- f_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235).

X.5.2. PARAMETRES NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT

Afin de dimensionner l'appareil d'appui selon le guide Sétra, on aura besoin des valeurs des réactions maximales, réaction minimale sous charges permanentes, effort de freinage, déplacements dus à la température, au retrait et à la rotation maximale selon l'axe x et cela pour chaque appui.

Pour les déplacements horizontaux, on simplifie grandement les calculs en considérant un point « x_0 » au milieu géométrique de l'ouvrage.

Pour la suite des calculs on s'intéresse à l'étude de l'appareil d'appui de la pile 2.

Chaque ligne d'appui comporte deux appareils d'appui. Les efforts et déformations imposées sont récapitulés dans le tableau X.2 (efforts pour un seul appareil d'appui à l'ELU fondamental pour la pile 2). Ces efforts résultent d'un calcul de dimensionnement général de la structure (calcul informatique « Robot Structural Analysis » complété par des calculs manuels supposant une répartition égale des efforts sur chaque appareil d'appui d'une même ligne).

Tableau X.2. Efforts et déformations pour un seul appareil d'appui de la pile 2

Cas de charge	Combinaisons	F_z (kN)	α_{max} (10^{-3} rad)	v_1 (m)	H_x (kN)
ELU A	$1,35 G + 1,60 A(L) + 0,75 \Delta\theta$	7505	1,8	0,0475	17
ELU B_c	$1,35 G + 1,60 B_c + 0,75 \Delta\theta$	7077	1,4	0,0455	56
ELU M_{c120}	$1,35 G + 1,35 M_c 120 + 0,75 \Delta\theta$	7274	0,9	0,0475	0
ELU D240	$1,35 G + 1,35 D240 + 0,75 \Delta\theta$	7723	2,2	0,0495	0
G_{min}	G mise en service des appareils d'appui	3822	/	/	/

- v_1 : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait/fluage ;
- H_x : effort de freinage.

X.5.3. DIMENSIONNEMENT

X.5.3.1. AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui [15].

Dans notre exemple de calcul, on prend le cas de la pile 2.

$$A' > \frac{F_z}{\sigma_m}$$

$$\frac{F_z}{20} > A' > \frac{F_z}{25}$$

$$\frac{7,723}{20} > A' > \frac{7,723}{25}$$

$$0,3862 > A' > 0,3089$$

$$0,3862 > \left(\frac{D'}{2}\right)^2 \times \pi > 0,3089$$

$$0,7014 > D' > 0,6273$$

$$\text{Soit } D' = 0,64 \text{ m}$$

$$\text{Et } D = D' + 2 \times d' = 0,64 + 2 \times 0,04 = 0,72 \text{ m}$$

X.5.3.2. HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE

La condition habituellement prépondérante est celle de ε_q liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci est dû, essentiellement, au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure plus éventuellement le déplacement dû à la force de freinage

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} < 1 \quad \text{avec} \quad v_x = v_1 + v_2$$

- v_1 : Déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait/fluage ;
- v_2 : Déplacement horizontal maximal dû au freinage.

• CAS DE CHARGE ELU B_c :

$$v_x = v_1 + v_2 = v_1 + \frac{f_r \times T_q}{2 \times G \times A} = 0,0455 + \frac{0,056 \times T_q}{2 \times 0,9 \times 0,407} = 0,0455 + 0,0765 \times T_q$$

D'où

$$\frac{0,0455 + 0,0765 \times T_q}{T_q} \leq 1$$

$$\text{D'où } T_q \geq 4,93 \text{ cm}$$

• CAS DE CHARGE ELU $D240$:

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1 \quad \text{avec} \quad v_x = v_1 + v_2 \quad (v_2 = 0 \text{ pour les charges } D240)$$

$$v_x = v_1 + v_2 = v_1 + \frac{f_r \times T_q}{2 \times G \times A} = 0,0495 \text{ m}$$

D'où

$$\frac{0,0495}{T_q} \leq 1$$

$$T_q \geq 4,95 \text{ cm}$$

On choisit 4 feuillets intermédiaires de 12mm et 2 enrobages de 6mm.

Soit $T_q = 60 \text{ mm}$.

X.5.3.3. STABILITE AU FLAMBEMENT

Il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement, la pression moyenne de l'élastomère doit être inférieure à la pression limite.

Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, vaut :

$$A' = \frac{D^2}{4} \times \pi = \frac{0,64^2}{4} \times 3,14 = 0,3215 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{A'}{t_i \times \pi \times D'} = \frac{0,3215}{0,012 \times 3,14 \times 0,64} = 13,33$$

$$A_r = A' - \frac{D^2}{8} (\theta_x - \sin \theta_x)$$

Tableau X.3. Déplacement horizontal total et surface réduite pour les différents cas de charge

Cas de charge	v_x (m)	A_r (m ²)
ELU A	0,0489	0,3103
ELU B_c	0,0501	0,3099
ELU M_c120	0,0475	0,3105
ELU D240	0,0495	0,3101

La combinaison de charge verticale maximale n'est pas toujours prépondérante, de ce fait, on doit vérifier pour toutes les combinaisons.

• **CAS DE CHARGE ELU B_c :**

$$F_z = 7,077 \text{ MN}$$

La pression moyenne :

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{7,077}{0,3099} = 22,834 \text{ MPa}$$

La pression limite :

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times D' \times G \times S}{3 \times T_q} = \frac{2 \times 0,64 \times 0,9 \times 13,33}{3 \times 0,06} = 85,312 \text{ MPa}$$

$$D'où \sigma_{lim} = 85,312 \text{ MPa} > \sigma_m = 22,834 \text{ MPa}$$

• **CAS DE CHARGE ELU D240 :**

$$F_z = 7,723 \text{ MN}$$

La pression moyenne :

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{7,723}{0,3101} = 24,905 \text{ MPa}$$

La pression limite :

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times D' \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0,64 \times 0,9 \times 13,33}{3 \times 0,06} = 85,312 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_{lim} = 85,312 \text{ MPa} > \sigma_m = 24,905 \text{ MPa}$$

• CAS DE CHARGE ELU A :

$$\sigma_{lim} = 85,312 \text{ MPa} > \sigma_m = 24,186 \text{ MPa}$$

• CAS DE CHARGE ELU M_c120 :

$$\sigma_{lim} = 85,312 \text{ MPa} > \sigma_m = 23,427 \text{ MPa}$$

La condition précédente reste vérifiée pour toutes les combinaisons.

X.5.3.4. LIMITE DE DEFORMATION

On vérifie pour les différentes combinaisons que la déformation totale n'atteigne pas la déformation limite [15].

On vérifie la condition suivante : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$

• CAS DE CHARGE ELU B_c :

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1,5 \times 7,077}{0,9 \times 0,309 \times 13,33} = 2,8636$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{v_x}{T_q} = \frac{0,0543}{0,06} = 0,9050$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(D'^2 \times \alpha) \times t_i}{2 \times \sum t_i^3} = \frac{0,64^2 \times 0,0044 \times 0,012}{2 \times (4 \times 0,012^3 + 2 \times 0,006^3)} = 1,4724$$

$$(\alpha = 0,0044 = 0,0014 + 0,0030 \text{ de défaut de pose})$$

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 2,8636 + 0,9050 + 1,4724 = 5,2410 < 7$$

• CAS DE CHARGE ELU $D240$:

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1,5 \times 7,723}{0,9 \times 0,309 \times 13,33} = 3,1250$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{v_x}{T_q} = \frac{0,046}{0,060} = 0,7667$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(D'^2 \times \alpha) \times t_i}{2 \times \sum t_i^3} = \frac{0,64^2 \times 0,0052 \times 0,012}{2 \times (4 \times 0,012^3 + 2 \times 0,006^3)} = 1,7401$$

$$(\alpha = 0,0044 = 0,0022 + 0,0030 \text{ de défaut de pose})$$

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 3,1250 + 0,7667 + 1,7401 = 5,6318 < 7$$

• CAS DE CHARGE ELU A :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 3,0368 + 0,6833 + 1,6063 = 5,3261 < 7$$

• CAS DE CHARGE ELU M_c120 :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 2,9433 + 0,8000 + 1,3051 = 5,0484 < 7$$

La condition reste vérifiée pour toutes les combinaisons.

X.5.3.5. STABILITE EN ROTATION

On vérifie la stabilité en rotation de l'appareil d'appui.

Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum. Dans notre cas, c'est la combinaison ELU D240.

$$v_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{7,723 \times 5 \times 0,012}{0,3215} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 13,33^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,00253 \text{ m}$$

$$\frac{D' \times \alpha}{K_r} = \frac{0,64 \times 0,0052}{3} = 0,00111 \text{ m}$$

$$v_z = 2,53 \text{ mm} > \frac{D' \times \alpha}{K_r} = 1,11 \text{ mm}$$

• CAS DE CHARGE ELU B_c :

$$v_z = 1,65 \text{ mm} > \frac{D' \times \alpha}{K_r} = 0,94 \text{ mm}$$

• CAS DE CHARGE ELU A :

$$v_z = 2,45 \text{ mm} > \frac{D' \times \alpha}{K_r} = 1,02 \text{ mm}$$

• CAS DE CHARGE ELU M_c120 :

$$v_z = 2,38 \text{ mm} > \frac{D' \times \alpha}{K_r} = 0,83 \text{ mm}$$

La condition précédente reste vérifiée pour toutes les combinaisons.

X.5.3.6. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON-GLISSEMENT

On vérifie également la condition de non-glissement, ce qui ne présente généralement pas de difficulté.

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$F_{xy} = \left(\frac{D}{T_e} \times G \times A \right) + f_r$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} \quad (K_f = 0,6 \text{ pour le béton})$$

$$A_r = A' - \frac{D'^2}{8} (\theta_x - \sin(\theta_x))$$

- **CAS DE CHARGE ELU D240 :**

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{24,905} = 0,136$$

$$F_{xy} = \left(\frac{V_1}{T_e} \times G \times A \right) + f_r = \frac{0,0495}{0,06} \times 0,9 \times 0,407 + 0 = 0,302 \text{ MN}$$

$$F_{xy} = 0,302 \text{ MN} \leq \mu_e \times F_z = 7,723 \times 0,136 = 1,05 \text{ MN}$$

$$\frac{F_{z,Gmin}}{A'} = \frac{3,822}{0,3215} = 11,88 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

- **CAS DE CHARGE ELU Bc :**

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{22,834} = 0,140$$

$$F_{xy} = \left(\frac{V_1}{T_e} \times G \times A \right) + f_r = \frac{0,0455}{0,06} \times 0,9 \times 0,407 + 0,056 = 0,334 \text{ MN}$$

$$F_{xy} = 0,334 \text{ MN} \leq \mu_e \times F_z = 7,077 \times 0,140 = 0,99 \text{ MN}$$

$$\frac{F_{z,Gmin}}{A'} = \frac{3,822}{0,3099} = 12,33 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

- CAS DE CHARGE ELU M_c120 :

$$F_{xy} = 0,290 \text{ MN} \leq \mu_e \times F_z = 7,274 \times 0,138 = 1,01 \text{ MN}$$

$$\frac{F_{z,Gmin}}{A'} = \frac{3,822}{0,3105} = 12,31 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

- CAS DE CHARGE ELU A :

$$F_{xy} = 0,307 \text{ MN} \leq \mu_e \times F_z = 7,505 \times 0,137 = 1,03 \text{ MN}$$

$$\frac{F_{z,Gmin}}{A'} = \frac{3,822}{0,3103} = 12,32 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

La condition de non-glissement reste vérifiée pour toutes les combinaisons.

X.5.3.7. DIMENSIONNEMENT DES FRETTES

La condition à vérifier pour les frettes est :

$$t_s > \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y} = \frac{2,6 \times 7,723 \times 0,012}{0,3101 \times 235} = 0,00331 \text{ m}$$

On prendra des frettes de 4mm d'épaisseur.

- Hauteur totale de l'appareil d'appui

$$T_b = n \times (t_i + t_s) + t_s + 2 \times e = 4 \times (12 + 4) + 4 + 2 \times 6 = 80 \text{ mm}$$

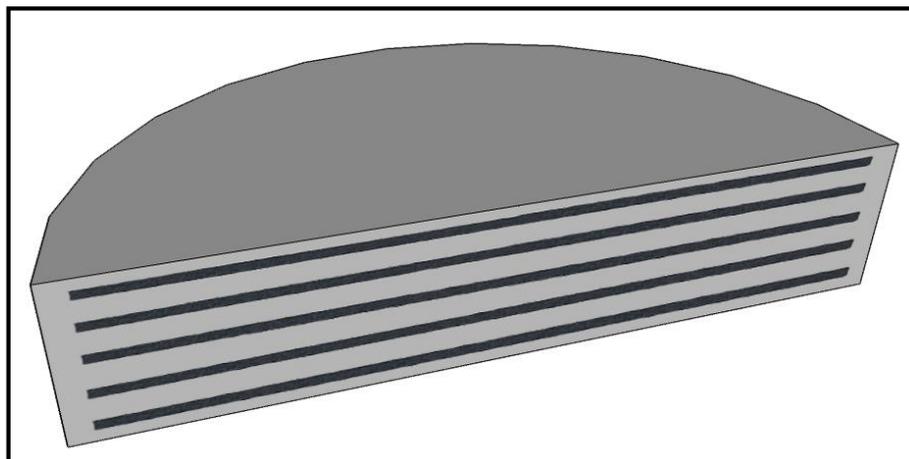


Figure X.6. Coupe en 3D de l'appareil d'appui dimensionné

X.6. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, on a pu dimensionner l'appareil d'appui de notre pont tout en vérifiant les conditions qui lui permettent de remplir son rôle de liaison entre le tablier et les appuis afin de garantir le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

L'appareil d'appui retenu est en élastomère fretté, de forme circulaire, de diamètre $D=0,72m$ et d'une épaisseur totale de $T_b=80mm$.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons effectué nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant nos trois années à l'Ecole Nationale Polytechnique.

A travers ce travail, nous avons traité les différentes étapes de l'étude et de calcul d'un pont construit par encorbellements successifs. Il nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ; de comprendre le comportement de la structure en trois dimensions et d'appliquer les différentes réglementations en vigueur régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

Ce travail a été l'occasion pour nous d'approfondir nos connaissances théoriques à partir de la consultation des différentes références bibliographiques et de côtoyer les Ingénieurs du milieu professionnel dans le domaine de génie civil.

À l'issue de ce projet, on peut conclure certains points essentiels dans l'étude d'un projet de pont construit par encorbellements successifs, tout d'abord, la construction d'un projet de pont nécessite une bonne reconnaissance du site d'implantation ainsi que la nature de l'obstacle franchi, cela est primordiale pour réussir une bonne conception de l'ouvrage. Pour notre cas le pont est à hauteur constante dont la section transversale est un monocaisson simple, longitudinalement le pont est constitué de cinq travées.

En ce qui concerne les matériaux utilisés, le béton et l'acier restent les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont. L'utilisation des armatures actifs, appelées également armature de précontrainte nécessite une bonne maîtrise lors de la phase étude pour l'évaluation du taux de travail de ces dernières sachant qu'ils subissent des pertes tout au long de la vie de l'ouvrage. Mais la maîtrise de l'étude ne peut se faire que par des connaissances pratiques principalement les schémas de câblage ainsi que les différentes étapes de réalisations.

L'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte, le calcul en béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

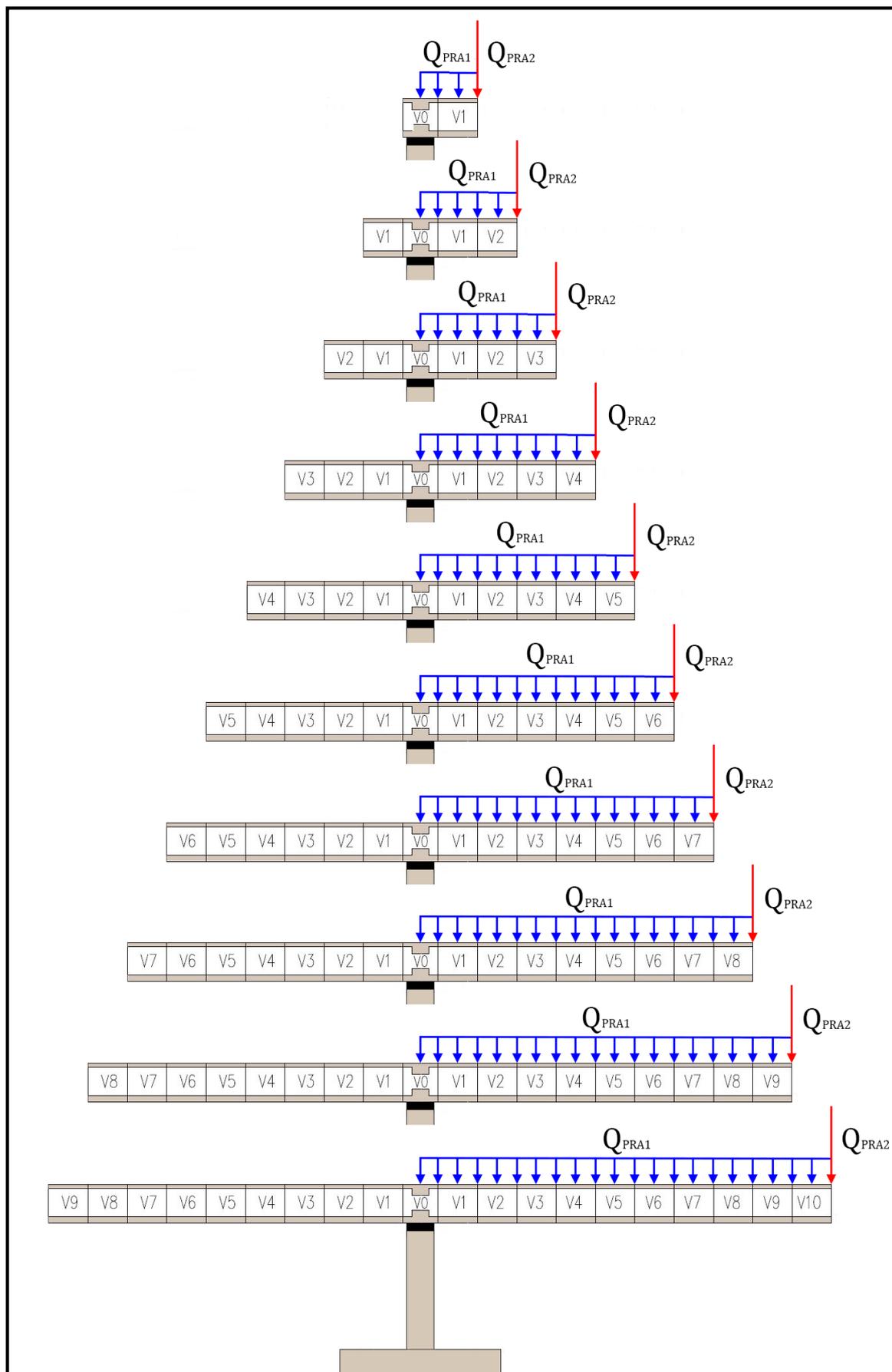
Références bibliographiques

- [1] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA(2008).
- [2] Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR).
- [3] SETRA « Guide de conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs » 2003.
- [4] Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- [5] Fascicule n° 62- Titre I – Section II, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.
- [6] Patrick Le Delliou. Béton précontraint aux Eurocodes. Presses Universitaires Lyon, 2003. 255 p. ISBN 2729707247, 9782729707248.
- [7] A. BERNARD-GELY. J.A. CALGARO. Construction des ponts. Paris : 1994. 360 p. Presse de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. ISBN 2-85978-215-X.
- [8] Notes du cours « Béton précontraint » 2^{ème} année Génie Civil, R.BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [9] Notes du cours « Béton armé » 2^{ème} année Génie Civil, R.BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [10] Note d'information - Série Ouvrages d'Art n° 36 (Décembre 2013), Joints de chaussée des ponts-routes, Détermination du souffle aux Eurocodes, Sétra, France.
- [11] EN 1992-1-1, Octobre 2005, Eurocode 2 – calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [12] NF EN 1991-2 (2004), Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : Actions générales – Actions sur les ponts dues au trafic, AFNOR, France.
- [13] ENV 1991-2-5, Août 1997, Eurocode 1 – Base de calcul et actions sur les structures – Partie 2-5 : Actions sur les structures – Actions thermiques.
- [14] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Décembre 2013. Joints de chaussée des ponts routes.
- [15] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juillet 2007. Appareils d'appui en élastomère fretté - Guide technique.

ANNEXE

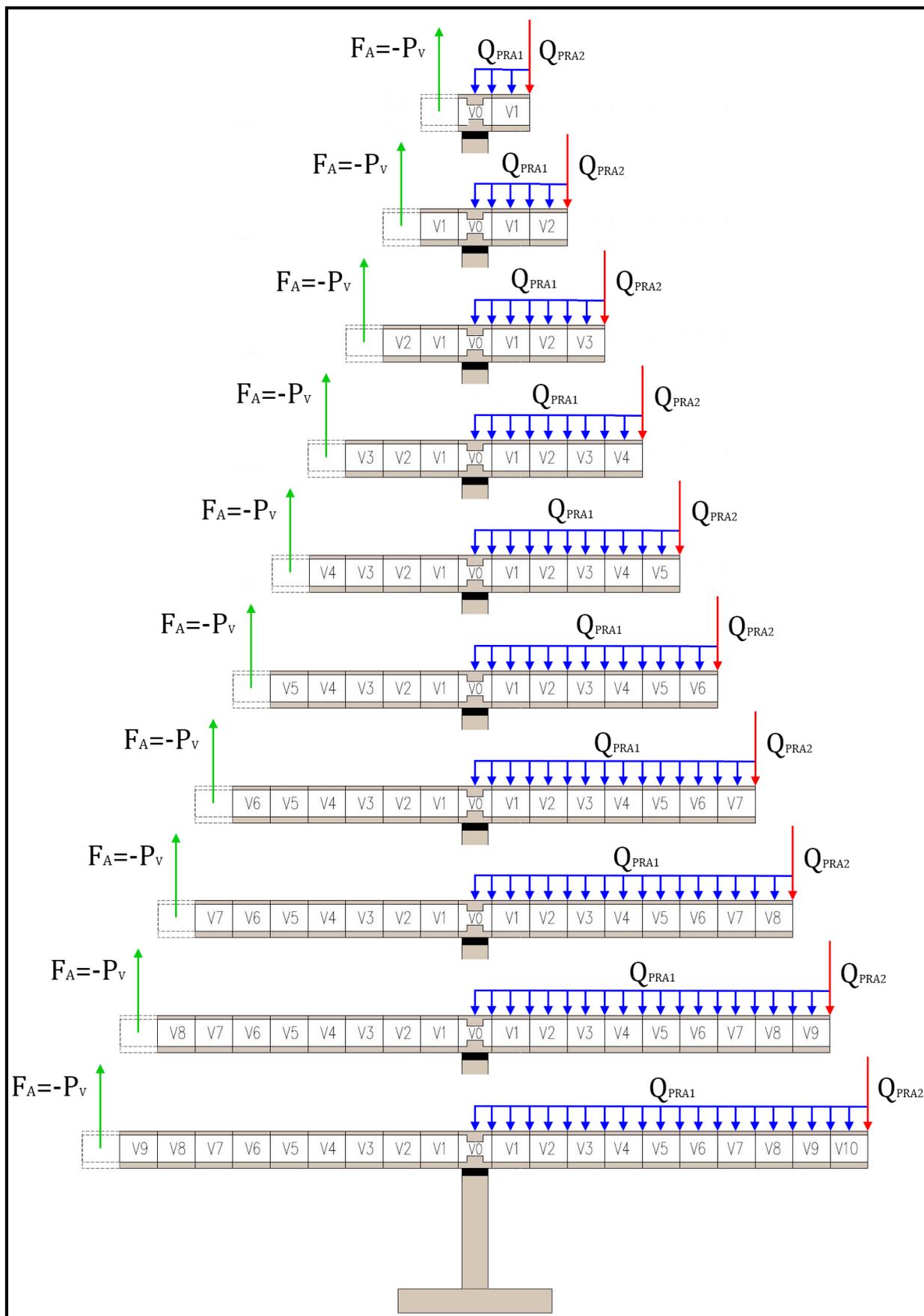
ANNEXE A

Annexe A.1. Situations temporaires de construction considérées pour la stabilité du fléau



ANNEXE A

Annexe A.1. Situations accidentelles de construction considérées pour la stabilité du fléau



ANNEXE B

Annexe B.1. Déviations en plan et en élévation des câbles de fléau

N° câble	S0←S1	S1←S2	S2←S3	S3←S4	S4←S5	S5←S6	S6←S7	S7←S8	S8←S9	S9←S10	S10←11
1	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,158$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0								
2	$\alpha=0$ $\beta=0,035/2^\circ$ $\theta=0,035$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,244/14^\circ$ $\theta=0,287$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0							
3	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,158$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0						
4	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,349/20^\circ$ $\theta=0,349$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,158$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0					
5	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,122/7^\circ$ $\theta=0,122$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,105/6^\circ$ $\theta=0,189$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0				
6	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,158/9^\circ$ $\theta=0,158$	$\alpha=0$ $\beta=0,140/8^\circ$ $\theta=0,140$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,175/10^\circ$ $\theta=0,234$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0			
7	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,122/7^\circ$ $\theta=0,122$	$\alpha=0$ $\beta=0,175/10^\circ$ $\theta=0,175$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,122/7^\circ$ $\theta=0,198$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0		
8	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,140/8^\circ$ $\theta=0,140$	$\alpha=0$ $\beta=0,454/26^\circ$ $\theta=0,454$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,140/8^\circ$ $\theta=0,210$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0	
9	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,158/9^\circ$ $\theta=0,158$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,175/10^\circ$ $\theta=0,234$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$	0
10	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0$ $\theta=0$	$\alpha=0$ $\beta=0,158/9^\circ$ $\theta=0,158$	$\alpha=0$ $\beta=0,244/14^\circ$ $\theta=0,244$	$\alpha=0$ $\beta=0,052/3^\circ$ $\theta=0,052$	$\alpha=0,158/9^\circ$ $\beta=0,140/8^\circ$ $\theta=0,210$	$\alpha=0,017/1^\circ$ $\beta=0$ $\theta=0,017$

ANNEXE C

Annexe C.1. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{min}

Sections	$N_{\text{fléau}}$	Câbles de fléau		M_{min}		Contraintes totales	
		σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S11	2	0,97	0,39	-0,02	0,03	0,95	0,42
S10	4	2,41	0,20	-0,24	0,31	2,17	0,51
S9	6	3,95	-0,28	-0,69	0,88	3,26	0,61
S8	8	5,51	-0,74	-1,37	1,75	4,14	1,01
S7	10	7,01	-1,19	-2,27	2,90	4,74	1,71
S6	12	8,43	-1,62	-3,41	4,35	5,02	2,73
S5	14	9,79	-2,03	-4,77	6,09	5,02	4,06
S4	16	11,32	-2,48	-6,36	8,12	4,96	5,64
S3	18	12,87	-2,79	-8,18	10,45	4,70	7,65
S2	20	14,59	-3,24	-10,23	13,06	4,36	9,82
S1	20	15,77	-4,34	-12,50	15,97	3,27	11,63
S0	20	11,27	-5,34	-10,54	13,23	0,73	7,89

ANNEXE C

Annexe C.2. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en construction sous M_{max}

Sections	$N_{\text{fléau}}$	Câbles de fléau		M_{max}		Contraintes totales	
		σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S11	2	0,97	0,39	-0,05	0,07	0,92	0,45
S10	4	2,41	0,20	-0,34	0,43	2,07	0,63
S9	6	3,95	-0,28	-0,85	1,09	3,09	0,81
S8	8	5,51	-0,74	-1,60	2,04	3,91	1,30
S7	10	7,01	-1,19	-2,58	3,29	4,44	2,10
S6	12	8,43	-1,62	-3,78	4,83	4,64	3,21
S5	14	9,79	-2,03	-5,22	6,67	4,56	4,64
S4	16	11,32	-2,48	-6,89	8,80	4,43	6,32
S3	18	12,87	-2,79	-8,79	11,23	4,08	8,44
S2	20	14,59	-3,24	-10,92	13,95	3,67	10,71
S1	20	15,77	-4,34	-13,29	16,97	2,49	12,63
S0	20	11,36	-5,34	-11,18	14,03	0,18	8,58

ANNEXE C

Annexe C.3. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{min} dans les travées intermédiaires

Sections	N fléau	N continuité	N clavage	Câbles de continuité inférieurs		Câbles de clavage		Câbles de fléau		M_{min}		Contraintes totales	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S12	0	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	0,00	0,00	3,52	-4,50	2,17	9,64
S11	2	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	0,87	0,35	3,43	-4,38	2,95	10,10
S10	4	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	2,15	0,18	3,05	-3,90	3,85	10,41
S9	6	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	3,63	-0,26	2,43	-3,10	4,71	10,78
S8	8	10	0	-2,36	12,14	0,00	0,00	5,11	-0,69	1,54	-1,97	4,30	9,48
S7	10	10	0	-2,36	12,14	0,00	0,00	6,60	-1,12	0,41	-0,52	4,65	10,50
S6	12	8	0	-1,89	9,71	0,00	0,00	8,08	-1,55	-0,98	1,25	5,21	9,41
S5	14	6	0	-1,42	7,29	0,00	0,00	9,56	-1,99	-2,62	3,34	5,53	8,64
S4	16	4	0	-0,94	4,86	0,00	0,00	11,04	-2,42	-4,51	5,76	5,59	8,20
S3	18	2	0	-0,47	2,43	0,00	0,00	12,87	-2,93	-6,66	8,50	5,74	8,00
S2	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	14,71	-3,45	-9,05	11,56	5,65	8,12
S1	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	15,35	-4,27	-11,79	15,05	3,56	10,79
S0	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,91	-10,17	12,76	0,13	7,85

ANNEXE C

Annexe C.4. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{max} dans les travées intermédiaires

Sections	N fléau	N continuité	N clavage	Câbles de continuité inférieurs		Câbles de clavage		Câbles de fléau		M_{max}		Contraintes totales	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S12	0	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	0,00	0,00	10,92	-13,95	9,57	0,19
S11	2	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	0,87	0,35	10,86	-13,87	10,38	0,62
S10	4	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	2,15	0,18	10,46	-13,36	11,26	0,96
S9	6	12	2	-2,83	14,57	1,48	-0,43	3,63	-0,26	9,70	-12,39	11,98	1,49
S8	8	10	0	-2,36	12,14	0,00	0,00	5,11	-0,69	8,58	-10,95	11,33	0,50
S7	10	10	0	-2,36	12,14	0,00	0,00	6,60	-1,12	7,10	-9,07	11,34	1,95
S6	12	8	0	-1,89	9,71	0,00	0,00	8,08	-1,55	5,27	-6,73	11,46	1,43
S5	14	6	0	-1,42	7,29	0,00	0,00	9,56	-1,99	3,10	-3,95	11,24	1,35
S4	16	4	0	-0,94	4,86	0,00	0,00	11,04	-2,42	0,59	-0,75	10,69	1,68
S3	18	2	0	-0,47	2,43	0,00	0,00	12,87	-2,93	-2,35	3,00	10,05	2,50
S2	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	14,71	-3,45	-4,63	5,91	10,08	2,47
S1	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	15,35	-4,27	-7,19	9,18	8,16	4,91
S0	20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,91	-6,34	7,95	3,96	3,05

ANNEXE C

Annexe C.5. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{min} dans les travées de rive

Sections	N fléau	N continuité	N clavage	Câbles de continuité inférieurs		Câbles de clavage		Câbles de fléau		M_{min}		Contraintes totales	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S15	6	2	0	-0,51	6,12	1,29	-0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	5,94
S14	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	0,53	0,53	0,36	-0,46	0,95	6,93
S13	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	0,63	0,63	0,51	-0,65	1,20	6,83
S12	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	1,39	1,39	0,59	-0,75	2,05	7,50
S11	6	2	2	-1,42	7,29	1,48	-0,43	2,94	1,17	1,06	-1,36	4,07	6,66
S10	6	2	4	-1,42	7,29	1,48	-0,43	4,91	0,41	1,29	-1,64	6,27	5,62
S9	6	0	6	-1,42	7,29	0,00	0,00	6,99	-0,49	1,00	-1,28	6,58	5,51
S8	6	0	8	-1,42	7,29	0,00	0,00	8,92	-1,20	0,47	-0,60	7,97	5,48
S7	6	0	10	-1,42	7,29	0,00	0,00	10,78	-1,83	-0,32	0,41	9,05	5,86
S6	6	0	12	-1,42	7,29	0,00	0,00	12,62	-2,42	-1,36	1,74	9,84	6,60
S5	6	0	14	-1,42	7,29	0,00	0,00	14,45	-3,01	-2,66	3,39	10,38	7,67
S4	6	0	16	-1,42	7,29	0,00	0,00	16,26	-3,56	-4,20	5,37	10,64	9,09
S3	4	0	18	-0,94	4,86	0,00	0,00	18,22	-3,95	-6,00	7,67	11,27	8,57
S2	2	0	20	-0,47	2,43	0,00	0,00	20,32	-4,51	-8,05	10,29	11,79	8,20
S1	0	0	20	0,00	0,00	0,00	0,00	23,14	-6,36	-10,36	13,23	12,78	6,87
S0	0	0	20	0,00	0,00	0,00	0,00	16,14	-7,74	-8,91	11,18	7,23	3,43

ANNEXE C

Annexe C.6. Vérification des contraintes supérieures et inférieures en service sous M_{max} dans les travées de rive

Sections	N fléau	N continuité	N clavage	Câbles de continuité inférieurs		Câbles de clavage		Câbles de fléau		M_{max}		Contraintes totales	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
S15	6	2	0	-0,51	6,12	1,29	-0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	5,94
S14	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	0,53	0,53	1,35	-1,72	1,41	5,13
S13	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	0,63	0,63	1,57	-2,01	1,64	4,84
S12	6	2	0	-1,42	7,29	1,48	-0,43	1,39	1,39	3,11	-3,97	3,17	2,88
S11	6	2	2	-1,42	7,29	1,48	-0,43	2,94	1,17	3,95	-5,05	4,89	2,15
S10	6	2	4	-1,42	7,29	1,48	-0,43	4,91	0,41	4,40	-5,63	6,62	1,40
S9	6	0	6	-1,42	7,29	0,00	0,00	6,99	-0,49	4,66	-5,96	6,88	1,07
S8	6	0	8	-1,42	7,29	0,00	0,00	8,92	-1,20	4,77	-6,09	8,47	0,51
S7	6	0	10	-1,42	7,29	0,00	0,00	10,78	-1,83	4,33	-5,53	9,51	0,64
S6	6	0	12	-1,42	7,29	0,00	0,00	12,62	-2,42	3,91	-4,99	10,57	0,74
S5	6	0	14	-1,42	7,29	0,00	0,00	14,45	-3,01	3,48	-4,45	11,63	0,84
S4	6	0	16	-1,42	7,29	0,00	0,00	16,26	-3,56	2,09	-2,67	11,72	2,19
S3	4	0	18	-0,94	4,86	0,00	0,00	18,22	-3,95	0,30	-0,38	12,10	1,71
S2	2	0	20	-0,47	2,43	0,00	0,00	20,32	-4,51	-3,28	4,20	10,78	3,39
S1	0	0	20	0,00	0,00	0,00	0,00	23,14	-6,36	-4,19	5,35	11,12	1,14
S0	0	0	20	0,00	0,00	0,00	0,00	16,14	-7,74	-4,77	5,99	5,56	1,03