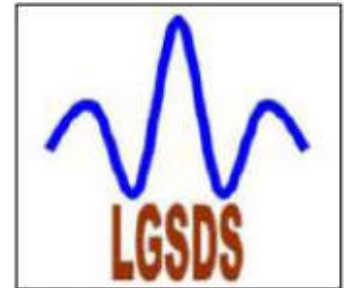


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude d'un Pont Caisson à Inertie Variable Construit par Encorbellement Successif

Présenté par :

Tarek BOUTI

Issam GHOUL

Sous la direction de :

Mr S.LAKEHAL (M.A.A)

Mr M.OUANANI (M.C.B)

Présenté(e) et soutenue publiquement le (07/07/2019)

Composition du Jury :

Président	Mr. S. BELKACEMI,	Pr	ENP
Rapporteur/Promoteur	Mr. S. LAKEHAL,	M.A.A	ENP
Rapporteur/Promoteur	Mr. M.OUANANI,	M.C.B	UZA.Djelfa
Examineur	Mr. R.BOUTEMEUR,	M.A.A	ENP
Examineur	Mme S.STIHI,	M.A.A	ENP

ENP 2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude d'un Pont Caisson à Inertie Variable Construit par Encorbellement Successif

Présenté par :

Tarek BOUTI

Issam GHOUL

Sous la direction de :
Mr S.LAKEHAL (M.A.A) ENP
Mr M.OUANANI (M.C.B)

Présenté(e) et soutenue publiquement le (07/07/2019)

Composition du Jury :

Président	Mr. S. BELKACEMI,	Pr	ENP
Rapporteur/Promoteur	Mr. S. LAKEHAL,	M.A.A	ENP
Rapporteur/Promoteur	Mr. M.OUANANI,	M.C.B	UZA.Djelfa
Examineur	Mr. R.BOUTEMEUR,	M.A.A	ENP
Examineur	Mme S.STIHI,	M.A.A	ENP

ENP 2019

ملخص :

يهدف هذا العمل الى دراسة وتصميم جسر بالتتابع المتتالي ذو عتالة متغيرة مصنوع من الخرسانة المضغوطة. المشروع هو عبارة عن جسر مستقيم طوله 512 متر، يتكون من 6 مقاطع، مقطعان جانبيين طولهما 56 لكل منهما وأربع مقاطع وسطية طولها 100 متر لكل منها ويرتكز هذا الجسر على 5 أعمدة من الخرسانة المسلحة. يبلغ عرض الجسر 10.08 متر. ميل الجسر يقدر ب 7%. تمت محاكاة المنشأ بواسطة برنامج "CSI Bridge".

الكلمات المفتاحية:

خرسانة مضغوطة، جسر بالتتابع المتتالي، عتالة متغيرة.

Summary:

The purpose of this work is the study and the design of a bridge in successive corbelled construction of 512m length made of prestressed concrete. The bridge is composed of 6 spans, 2 spans of 56m length each, and 4 intermediate spans of 100 m each. The deck rests on 5 piers in reinforced concrete. The total width of the apron is 10,08 m. The deck presents a slope of 7 %. The modeling is made using the software "CSI Bridge".

Key words:

prestressed concrete, Bridge in successive corbelled construction, Variable inertia.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un pont caisson construit par encorbellement successif à inertie variable en béton précontraint. Le projet est un pont droit de 512m de portée, constitué de 6 travées. Deux travées de rive de 56m de portée chacune et quatre travées intermédiaires de 100m de portée chacune, le tablier est appuyé sur 5 piles en béton armé. La largeur du tablier est de 10,08m. Le tablier présente une pente de 7%. La modélisation est faite à l'aide du logiciel "CSI Bridge".

Mots clés :

béton précontraint, pont en encorbellement successif, inertie variable.

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour mener à bien ce projet de fin d'études. Lui qu'il a dit dans le saint Coran : « Souvenez-vous de Moi donc, Je me souviendrai de vous et récompenserai. Remerciez-Moi et ne soyez pas ingrats envers Moi » -Surate EL-BAQARA, Verset 152-.

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 sans lesquels on ne pourrait jamais atteindre nos objectifs.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos remerciements et nos sincères reconnaissances à nos promoteurs Mr S.LAKEHAL et Mr M.OUANANI de nous avoir soutenu et accompagner tout au long du chemin menant à l'accomplissement de ce projet.

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

Nous souhaitons aussi rendre hommage à tous nos enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui nous ont muni du bagage nécessaire à effectuer un tel travail.

Sans oublier, de remercier toutes les personnes que ce soit membres de famille ou amis qui nous ont servi de support moral ou même technique le long de ces quelques derniers mois de travail laborieux.

Table des matières

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE.....	14
I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	15
I.1 Introduction :	16
I.2 Eléments constructifs d'un pont :	16
I.3 Description du pont :	16
I.3.1 Situation de l'ouvrage :	16
I.3.2 Caractéristiques techniques de l'ouvrage :	17
I.3.3 Profil en long :	17
I.3.4 Profile en travers :	18
I.3.5 Caractéristique du site :	19
I.3.6 Données sismologiques :	19
I.4 Conclusion :	19
II. CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	20
II.1 Introduction :	21
II.2 Béton :	21
II.2.1 Résistance à la compression :	21
II.2.2 Résistance à la traction :	21
II.2.3 Contraintes aux états limites :	22
II.2.4 Module de déformation longitudinale du béton « E » :	22
II.2.5 Coefficient de POISSON :	23
II.3 Les armatures :	23
II.3.1 Les armatures passives :	24
II.3.2 Armatures actives :	25
II.4 Conclusion :	26
III. CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	27
III.1 Introduction :	28
III.2 Schéma statique longitudinal	28
III.2.1 Répartition des travées	28
III.2.2 Élancement et forme de l'intrados :	29
III.2.3 Condition d'appui :	29
III.3 Prédimensionnement de la section transversale :	30

III.3.1	Forme de la section transversale :	30
III.3.2	Ensemble des éléments de prédimensionnement :	31
III.3.3	Prédimensionnement de la structure longitudinale :	33
III.3.4	Hauteur du voussoir sur pile et du voussoir de clavage :	33
III.3.5	Section transversale finale :	34
III.4	Caractéristiques géométriques :	35
III.4.1	Voussoir sur pile et voussoir de clavage :	35
III.4.2	Lois de variation des différents paramètres géométriques :	36
III.4.2.4	<i>Loi de variation de l'inertie</i> :	37
III.5	Conclusion	38
IV.	CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES	39
IV.1	Introduction :	40
IV.2	Caractéristiques du pont :	40
IV.2.1	Largeur roulable :	40
IV.2.2	Largeur chargeable :	40
IV.2.3	Nombre de voies de circulation :	40
IV.2.4	Largeur de la voie :	40
IV.2.5	Classe du pont :	41
IV.3	Classification des actions appliquées sur le pont :	41
IV.3.1	Action hors trafic :	41
IV.3.2	Actions du trafic :	44
IV.4	Combinaison de charge :	52
IV.5	Conclusion :	53
V.	CHAPITRE V : STABILITE DES FLEAUX	54
V.1	Introduction :	55
V.2	Phases successives de la construction :	55
V.2.1	Charges appliquées aux fléaux :	56
V.2.1.2	<i>Efforts dus aux surcharges du chantier</i> :	57
V.2.1.3	<i>Efforts dus à l'équipage mobile</i> :	58
V.2.2	LES COMBINAISONS DE CHARGES :	58
V.3	Conclusion	59
VI.	CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	60
VI.1	Introduction :	61
VI.2	Mode de calcul :	61
VI.2.1	Câbles de fléau :	61

VI.2.2	Câbles de continuité :.....	62
VI.3	Câbles de Fléau :.....	62
VI.3.1	Calcul de l'effort de précontrainte :.....	62
VI.3.2	Espacement des armatures de précontrainte :.....	64
VI.3.3	Tracé des câbles de demi fléau :.....	65
VI.4	Câbles de Continuité :.....	68
VI.4.1	Modélisation de l'ouvrage :.....	69
VI.4.2	Détermination des câbles de continuité :.....	72
VI.5	Les Pertes de Précontrainte :.....	76
VI.5.1	Les Pertes instantanées :.....	76
VI.5.2	Les pertes différées :.....	82
VI.6	Vérification des contraintes normales :	85
VI.6.1	En construction :.....	86
VI.6.2	En service (en charge) :.....	87
VI.7	Conclusion :.....	87
VII.	CHAPITRE VII : ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT	88
VII.1	Introduction :.....	89
VII.2	Calcul de l'effort tranchant :.....	89
VII.2.1	En construction :.....	89
VII.2.2	En service :.....	90
VII.2.3	Effort tranchant dû à la précontrainte :.....	90
VII.2.4	Effort tranchant dû à la courbure du tablier (Effet RESAL) :.....	91
VII.3	Effort tranchant réduit :	92
VII.4	Cisaillement :	93
VII.4.1	Calcul des contraintes :	93
VII.4.2	Vérification à l'état limite de service (ELS) :.....	93
VII.4.3	VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :.....	96
VII.5	CONCLUSION :	97
VIII.	CHAPITRE VIII : ETUDE TRANSVERSALE	98
VIII.1	Introduction :	99
VIII.2	Zones de justification :.....	99
VIII.3	Justification des sections :	99
VIII.3.1	Présentation du logiciel :.....	100
VIII.3.2	Modélisation :.....	100
VIII.3.3	Charges appliquées aux voussoirs :.....	101

VIII.3.4	Combinaisons et efforts :	102
VIII.4	Résultats de l'analyse :	103
VIII.4.1	Voussoir sur pile :	103
VIII.4.2	Voussoir de clavage :	105
VIII.5	Ferraillage de la section transversale :	106
VIII.5.1	Ferraillage du voussoir sur pile :	107
VIII.5.2	Ferraillage du voussoir de clavage :	112
VIII.6	CONCLUSION :	113
IX.	CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS DU TABLIER	114
IX.1	Introduction :	115
IX.2	Appareil d'appui :	115
IX.2.1	Caractéristiques des appareils d'appui :	115
IX.2.2	Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui :	116
IX.2.3	Dimensionnement de l'appareil d'appui :	119
IX.2.4	Vérification de l'appareil d'appui :	120
IX.2.5	Dimensionnement des frettes :	122
IX.3	Dés d'appui :	123
IX.3.1	Dimensionnement des dés d'appuis :	123
IX.3.2	Ferraillage des dés d'appuis :	123
IX.4	Joint de chaussée :	124
IX.4.1	Calcul du souffle du joint :	124
IX.4.2	Combinaisons d'actions :	126
IX.4.3	Choix du type de joint :	127
IX.5	Conclusion :	127
X.	CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE	128
X.1	Introduction	129
X.2	Choix du type de la pile	129
X.3	Ferraillage de la pile :	129
X.3.1	Les combinaisons de charge :	130
X.3.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile :	130
X.3.3	Efforts Combinés agissant sur la pile :	131
X.3.4	Condition d'orientation de la section :	132
X.3.5	Condition de non fragilité :	133
X.3.6	Espacement des armatures d'effort tranchant :	133
X.3.7	Section minimale des armatures d'effort tranchant :	134

X.4 Conclusion:	135
CONCLUSION GENERALE	135
BILIOGRAPHIE.....	137
ANNEXES	138

Liste des figures

Figure I-1: Photo du pont prise par Google Earth "Vue de Haut"	17
Figure I-2 : Photo du pont prise par Google Earth	17
Figure I-3 : Coupe longitudinale du tablier.....	18
Figure I-4 : Coupe transversale sur pile.....	18
Figure I-5 : Coupe transversale au niveau de clavage.....	18
Figure I-6 : Découpage du territoire national en zones de différentes sismicités.....	19
Figure II-1 : Câble précontraint.....	25
Figure III-1 : Coupe longitudinale et répartition des travées.....	28
Figure III-2 : Disposition des portées d'un pont simple construit par encorbellement.....	29
Figure III-3 : Tablier de hauteur variable paraboliquement.....	29
Figure III-4 : Forme de la section transversale en fonction de la largeur de tablier.....	35
Figure III-5 : Ensemble des éléments de prédimensionnement.....	31
Figure III-6 : La hauteur sur pile et à la clé	34
Figure III-7 : Coupe transversale (voussoir de clavage)	34
Figure III-8 : Coupe transversale (voussoir sur pile)	35
Figure III-9 : Variation de la hauteur	36
Figure IV-1 : Système de charge Bc	48
Figure IV-2 : Système de charge Br	48
Figure IV-3 : Système de charge Bt	49
Figure IV-4 : Système de charge Mc120.....	50
Figure IV-5 : Système de charge D240	50
Figure V-1 : Succession des étapes de la technique d'encorbellement successif.....	56
Figure V-2 : Les charges appliquées sur un demi fléau	56
Figure VI-1 : Disposition des câbles de fléau.....	65
Figure VI-2 : Allure des câbles en élévation	65
Figure VI-3 : Allure des câbles en plan	67
Figure VI-4 : Model du pont	70
Figure VI-5 : Diagramme du moment sous la combinaison $G + 1.2(A(L)+St) + 0.5\Delta\theta$	71
Figure VI-6 : Tracé des câbles pour la travée intermédiaire.	74
Figure VI-7 : Tracé des câbles pour la travée de rive	75
Figure VI-8 : Position relative du câble et de la gaine.....	76
Figure VI-9 : Diagramme d'effet du recul d'ancrage	78
Figure VII-1 : Effort tranchant dû à la précontrainte	91
Figure VII-2 : Effet RESAL dans les ponts à inertie variable.....	91
Figure VIII-1 : Section transversale et zones de justification	99
Figure VIII-2 : Model de la section transversale sur pile	100
Figure VIII-3 : Model de la section transversale au niveau de clavage	101
Figure VIII-4 : Moment fléchissant à l'ELU (voussoir sur pile).....	103
Figure VIII-5 : Moment fléchissant à l'ELS (voussoir sur pile)	104
Figure VIII-6 : Effort normal à l'ELU (voussoir sur pile)	104
Figure VIII-7 : Effort normale à l'ELS (voussoir sur pile)	105
Figure VIII-8 : Moment fléchissant à l'ELU (voussoir de clavage)	105
Figure VIII-9 : Moment fléchissant à l'ELS (voussoir de clavage)	105
Figure VIII-10 : Effort normale à l'ELU (voussoir de clavage).....	106
Figure VIII-11 : Effort normale à l'ELS (voussoir de clavage).....	106

Figure VIII-12 : Schéma de ferrailage du voussoir sur pile	112
Figure VIII-13 : Schéma de ferrailage du voussoir de clavage.....	113
Figure IX-1 : Dimensions de l'appareil d'appui à déterminer.....	116
Figure IX-2 : Comportement sous effort normale.....	117
Figure IX-3 : Comportement sous effort transversal	118
Figure IX-4 : Comportement sous une rotation de l'axe horizontal	118
Figure IX-5 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	120
Figure IX-6 : Domaines d'emploi des différents types de joint en fonction du souffle (mm)	127
Figure X-1 : Section transversale de la pile	129
Figure X-2 : Spectre de réponse de l'ouvrage (RPOA).....	130
Figure X-3 : Abaque de Walther pour $\eta=1$	133
Figure X-4 : Ferrailage longitudinale de la pile.....	134

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Valeurs de la contrainte admissible de compression de béton	22
Tableau II-2 : Contrainte limite de l'acier à l'ELU	24
Tableau II-3 : Valeurs des contraintes admissibles des aciers	25
Tableau III-1 : Caractéristiques du voussoir sur pile et du voussoir de clavage.. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III-2 : Caractéristiques du voussoir sur pile et du voussoir de clavage (suite)	36
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la totalité des voussoirs	38
Tableau IV-1 : Gradient thermique	44
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient a_1 en fonction de la classe du pont et le nombre de voies	45
Tableau IV-3 : Valeur de L_0 en fonction de la classe du pont.....	46
Tableau IV-4 : Valeurs de la charge $A(l)$	46
Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient bc en fonction de la classe du pont et le nombre de voies.....	47
Tableau IV-6 : Valeurs du coefficient bt en fonction de la classe du pont.....	49
Tableau IV-7 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée de rive.....	51
Tableau IV-8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée intermédiaire	51
Tableau VI-9 : Combinaisons de charges à prendre en compte	53
Tableau V-1 : Moment total dans les fléaux en exécution	58
Tableau V-2 : Effort tranchant total en exécution	58
Tableau V-3 : Moment en exécution.....	59
Tableau VI-1 : Nombres des câbles et arrêts des câbles de fléau.....	64
Tableau VI-2 : Tracé des câbles en élévation	66
Tableau VI-3 : Tracé des câbles en plan	66
Tableau VI-4 : Combinaisons de charges à l'ELS à considérer selon le RCPR	70
Tableau VI-5 : Moment fournis par le logiciel.....	71
Tableau VI-6 : Moments totaux de calcul des câbles de continuité	72
Tableau VI-7: Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées intermédiaires.	74
Tableau VI-8 : Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées de rive	75
Tableau VI-9 : Pertes dues au frottement du câble avec la gaine	77
Tableau VI-10 : Paramètres de calcul de la perte par recul d'ancrage	79
Tableau VI-11 : Pertes dues au glissement d'ancrage	80
Tableau VI-12 : Pertes dues à la non simultanété de la mise en tension	81
Tableau VI-13 : Somme des pertes instantanées des câbles de fléau	82
Tableau VI-14 : Perte dues au retrait de béton.....	82
Tableau VI-15 : Perte due au fluage du béton	83
Tableau VI-16 : Perte dues à la relaxation des armatures	84
Tableau VI-17 : Pertes totales de précontraintes	85
Tableau VI-18 : Vérification des contraintes normales dans la fibre supérieure.....	86

Tableau VI-19 : Vérification des contraintes normales dans la fibre inférieure	86
Tableau VI-20 : Vérification des contraintes normales en service (en charge)	87
Tableau VII-1 : Effort tranchant en construction	89
Tableau VII-2 : Effort tranchant en service	90
Tableau VII-3 : Vérification du cisaillement en construction	94
Tableau VII-4 : Vérification du cisaillement en service (en charge)	95
Tableau VII-5 : Vérification du cisaillement en service (à vide)	95
Tableau VIII-1 : Valeurs des charges permanentes	101
Tableau VIII-2 : Valeurs des charges dûes au trafic	102
Tableau VIII-3 : Combinaisons de charges à prendre en compte	102
Tableau VIII-4 : Armature de l'hourdi supérieur du voussoir sur pile.....	107
Tableau VIII-5 : Armature de l'hourdi inférieur du voussoir sur pile	108
Tableau VIII-6 : Armature des consoles du voussoir sur pile	109
Tableau VIII-7 : Armature des âmes du voussoir sur pile.....	110
Tableau VIII-8 : Ferrailage des éléments en flexion simple (voussoir sur pile).....	111
Tableau VIII-9 : Ferrailage des éléments en flexion composée (voussoir sur pile).....	111
Tableau VIII-10 : Ferrailage des éléments en flexion composée (voussoir de clavage).....	112
Tableau VIII-11 : Ferrailage des éléments en flexion simple (voussoir de clavage).....	113
Tableau IX-1 : Vérifications de l'appareil d'appui	120
Tableau X-1 : Combinaison des forces sismique selon le RPOA.....	131
Tableau X-2 : Efforts appliqués à la pile	131
Tableau X-3 : Combinaisons utilisées pour le ferrailage de la pile.....	131



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'antiquité, le besoin de transporter hommes et marchandises représentait un véritable défi à l'homme, qui ne cessait de penser aux moyens et aux solutions pour faciliter cette opération de transport, d'où l'apparition des routes (liées essentiellement à l'invention de la roue). Ces routes qui à chaque fois rencontraient des obstacles, mettaient l'homme devant la nécessité d'innover de nouvelles techniques afin de les surmonter, chose que l'ingéniosité de l'homme a trouvé le remède : Si l'obstacle est une montagne alors on la perce, et si l'obstacle est une brèche alors on l'enjambe, et c'est ainsi que ce qu'on connaît aujourd'hui sous le nom de tunnel et pont voyaient le jour.

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.

De nos jours, un pont n'est pas seulement un simple ouvrage ; mais 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....)

Le présent mémoire détaille l'étude d'un pont de 512m de portée, réalisé en béton précontraint construit par encorbellement successif avec des voussoirs préfabriqués, situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Pour se faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage.

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 tablier 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 au 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 chapitre comprend l'étude des équipements du pont.

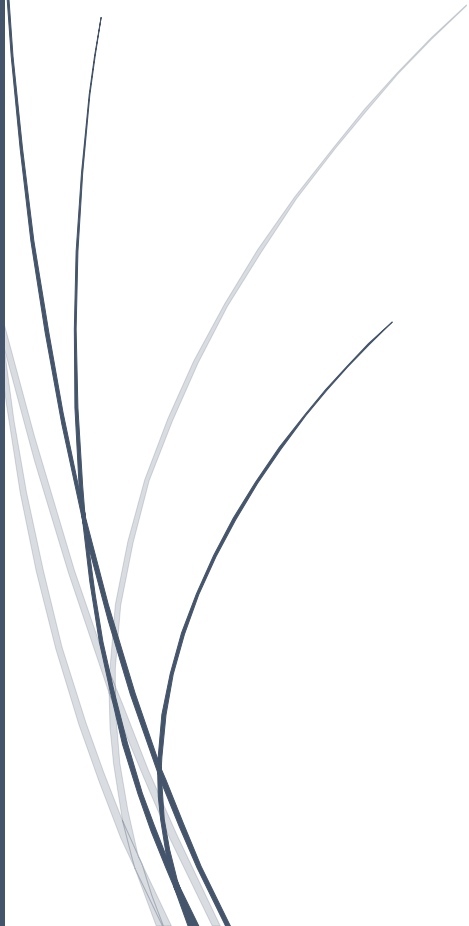
Le dixième et dernier chapitre est consacré à l'étude de la pile.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale.



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.1 Introduction :

Etant donné les besoins considérables en matière d'ouvrage d'art, dus essentiellement au développement du réseau routier, la création du réseau autoroutier et la croissance économique du pays, la construction des ouvrages d'art a pris une grande importance.

Pour cela, il a fallu adopter de nouveaux procédés de construction dans la perspective de réduire les délais d'exécution et les coûts de construction.

L'étude d'un pont ne peut être réalisée 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.

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

I.2 Eléments constructifs d'un pont :

La structure principale d'un pont est divisée en deux :

- La Superstructure, qui comporte :

- Le tablier : élément sur lequel repose la voie de circulation. Il admet essentiellement des dalles. Il reçoit nécessairement des équipements complémentaires : garde-corps, les corniches... etc.

- L'infrastructure, qui comporte :

- Les fondations : système de transmission de charges de la superstructure au sol.

- Les appuis : Eléments de liaisons supportant le tablier par encastrement ou par l'intermédiaire d'appareil d'appui et transmettant les efforts vers les fondations.

On distingue deux types d'appuis :

Les culées : représentant les appuis extrêmes du tablier.

Les piles : qui représentent les appuis intermédiaires.

I.3 Description du pont :

I.3.1 Situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage fait partie du projet d'une déviation de 8.5 km qui permet d'éviter la ville d'Azazga (située sur la RN n°12) et d'alléger la pression sur le centre de l'une des villes les plus stratégiques et les plus encombrées de la grande Kabylie liant Tizi-Ouzou et Bejaïa.

Ce pont est classé dans la catégorie des ponts importants vu qu'il assure la continuité du réseau autoroutier.

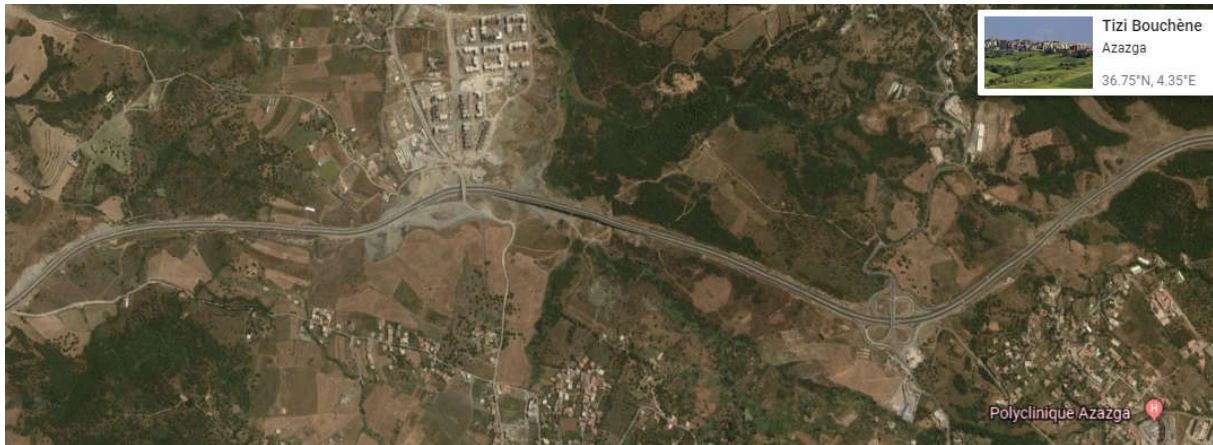


Figure I-1 : Photo du pont prise par Google Earth "Vue de Haut"

1.3.2 Caractéristiques techniques de l'ouvrage :

Le pont enjambe une brèche de 512m de long, il est constitué de 6 travées composées de poutres caissons préfabriquées à inertie variable de sorte que les 4 travées du milieu ont une portée de 100m chacune et sont bordées de 2 travées de 56m de portée chacune. La largeur totale de l'ouvrage est de 10,08m.

1.3.3 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.

Pour notre ouvrage le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de 7%.

Le tablier repose sur 5 piles et deux culées en béton armé.



Figure I-2 : Photo du pont prise par Google Earth

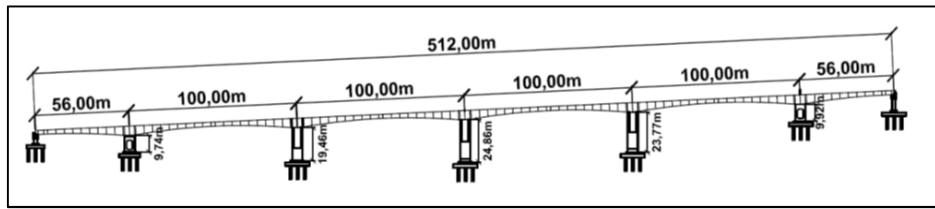


Figure I-3: Coupe longitudinale du tablier

I.3.4 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. Il représente la coupe transversale de notre voie de passage, comme il permet de définir les largeurs roulables et les trottoirs (s'il y en a).

La largeur totale de l'ouvrage est de 10,08m. Le tablier présente un devers de 2.5 %.

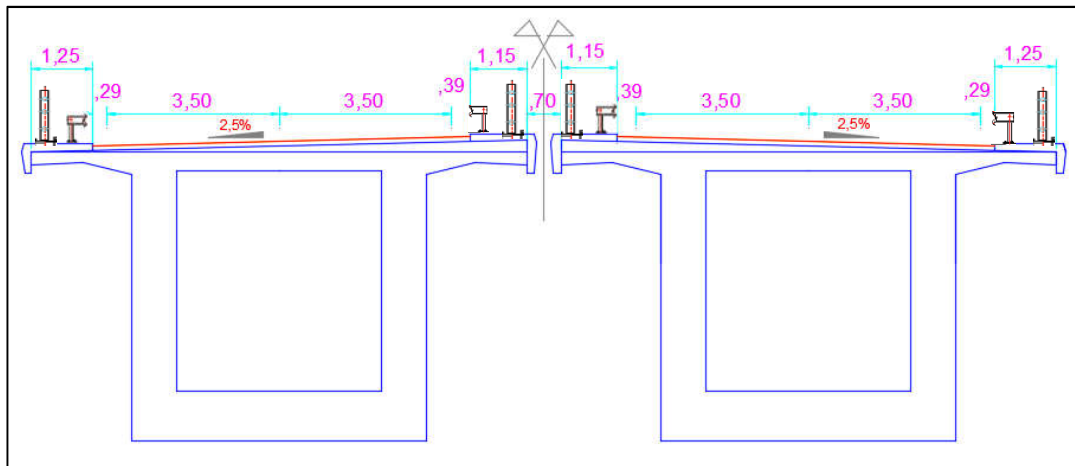


Figure I-4 : Coupe transversale sur pile

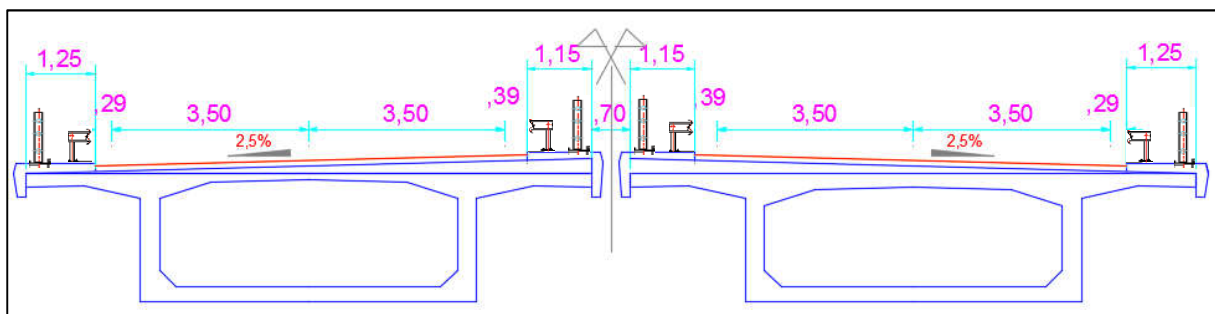


Figure I-4 : Coupe transversale au niveau de clavage

1.3.5 Caractéristique du site :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le sol et les actions naturelles (selon les données communiquées) :

- Sol : le sol du site possède une portance moyenne (Site ferme S2).
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.

1.3.6 Données sismologiques :

Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA [12], selon ce dernier notre pont est du groupe d'usage 2 (Pont Important). La wilaya de Tizi-Ouzou appartient à la zone *IIa* (moyenne sismicité), le coefficient d'accélération A à considérer est égale à 0.20.

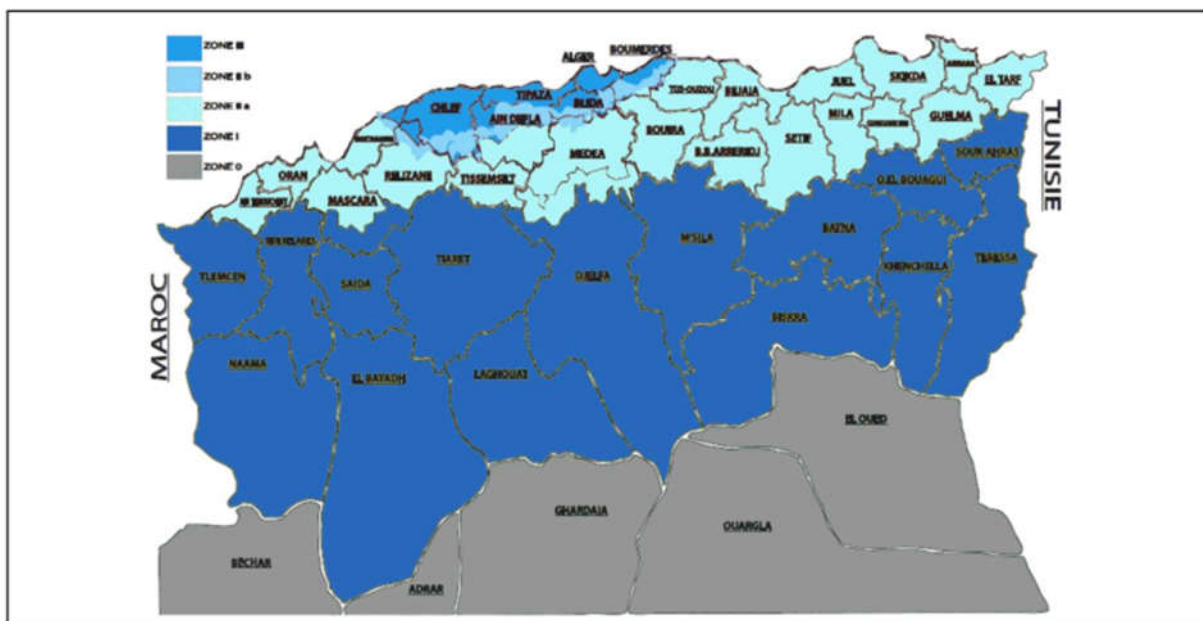


Figure I-5 : Découpage du territoire national en zones de différentes sismicités

1.4 Conclusion :

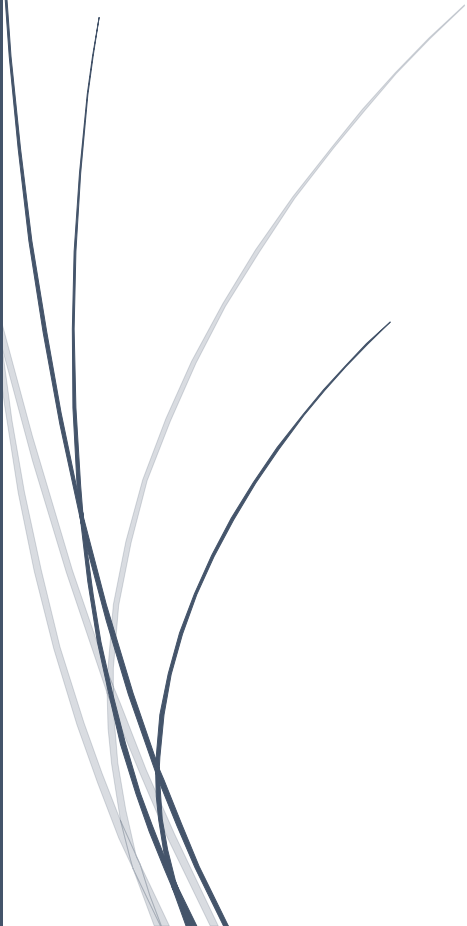
La récolte de données relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude du pont.

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 [1] et BPEL 91 révisé 99 [2], 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 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} », avec un contrôle strict et une poids volumique normale ($\rho = 25\text{KN/m}^3$).

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

II.2.1 Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de « j » jours on a :

- Pour la superstructure :

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa si } j \geq 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log (j+1) \text{ MPa si } j < 28 \text{ jours.}$$

- Pour l'infrastructure :

$$f_{cj} = 27 \text{ MPa si } j \geq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log (j+1) \text{ MPa si } j < 28 \text{ jours.}$$

II.2.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est définie par la relation suivante :

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

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa :

- Pour la superstructure : $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure : $f_{tj} = 2,2 \text{ MPa}$

II.2.3 Contraintes aux états limites :

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 de béton à l'ELU est donnée par :

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

Tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5; & \text{combinaison Fondamentale} \\ 1.15; & \text{combinaison Accidentelle} \end{cases}$$

Tableau II-1 : Valeurs de la contrainte admissible de compression de béton

	Combinaisons	Superstructure	Infrastructure
<i>f_{bu}</i> (MPa)	Fondamentale	19.83	15.30
	Accidentelle	25.90	19.96

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 $\bar{\sigma}_{bc}$,

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

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

- Aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section de béton en situation d'exploitation,
- Les contraintes de traction sont partout bornées à $0.7f_{tj}$ dans la situation d'exécution.

II.2.4 Module de déformation longitudinale du béton « E » :

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

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 :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours,

Pour j= 28 jours :

$$E_{ij} = \begin{cases} 35981,73 \text{ MPa} ; & \text{pour la superstructure,} \\ 3000 \text{ MPa} ; & \text{pour l'infrastructure,} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

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 :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour j= 28 jours

$$E_{vj} = \begin{cases} 11993,90 \text{ MPa;} & \text{pour la superstructure,} \\ 11000 \text{ MPa;} & \text{pour l'infrastructure,} \end{cases}$$

II.2.5 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.

$$\nu = \begin{cases} 0.2 : & \text{pour une zone non fissurée,} \\ 0 : & \text{pour une zone fissurée,} \end{cases}$$

II.3 Les armatures :

Deux catégories d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les aciers actifs qui exercent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs, ils sont identiques à ceux utilisés en béton armé, 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 Les armatures passives :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des voussoirs sont des armatures à haute adhérence (HA) de classe FeE400.

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

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

La caractéristique mécanique servant à la justification est : La limite d'élasticité noté f_e ;

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par : $f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 : \text{Combinaison fondamentale,} \\ 1 : \text{Combinaison accidentelle,} \end{cases}$$

Tableau II-2 : Contrainte limite de l'acier à l'ELU

	Combinaison	
	Fondamentale	Accidentelle
$f_{su} \text{ (MPa)}$	348	400

Contrainte de l'acier à 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- 3 : Valeurs des contraintes admissibles des aciers

Cas considéré	Formule	Superstructure	Infrastructure
Fissuration Très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min [1/2 f_e ; 90 \sqrt{(\eta \cdot f_t j)}]$	$\bar{\sigma}_s = 187.1 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = 168.9 \text{ MPa}$
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_t j)}]$	$\bar{\sigma}_s = 228.7 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = 206.4 \text{ MPa}$
Fissuration Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.		

Avec : $\eta=1.6$ pour les aciers Haute adhérence

II.3.2 Armatures actives :

Le procédé utilisé est celui de « DYWIDAG », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15 CLASSE 3 TBR [8].

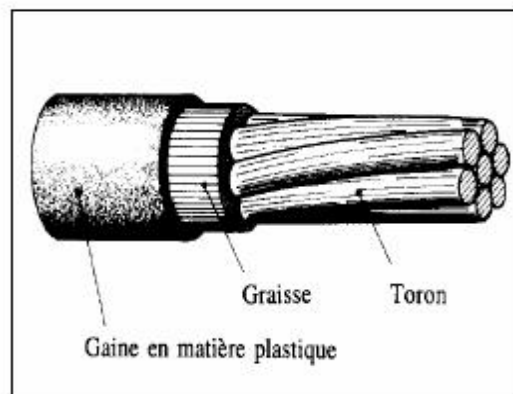


Figure II-1 : Cable précontraint

Caractéristiques des aciers actifs :

- Nombre de torons par câble : 12
- Section utile d'un câble : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1538 \text{ MPa}$
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité = 195000 MPa
- Coefficient de frottement $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Glissement à l'ancrage $g = 6 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine = 88 mm
- Diamètre intérieur de la gaine = 80 mm
- Diamètre ancrage = 310 mm

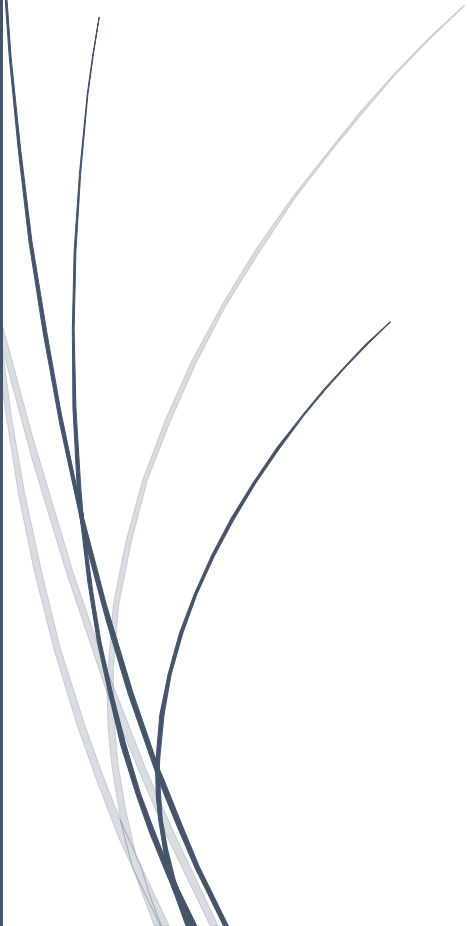
II.4 Conclusion :

Les choix des matériaux pris sont le fruit de l'expérience et l'avancée technologique du domaine des matériaux de construction que ce soit en matière des outils et appareils utilisés ou bien en matière de maîtrise des techniques expérimentales, dans le but d'optimiser les résultats et bien exploiter ces matériaux.



CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES



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.

III.2 Schéma statique longitudinal

III.2.1 Répartition des travées

Notre ouvrage comporte deux viaducs identiques.

Notre viaduc comporte une portée de 512m qui se compose de 6 travées illustré dans la figure suivante :

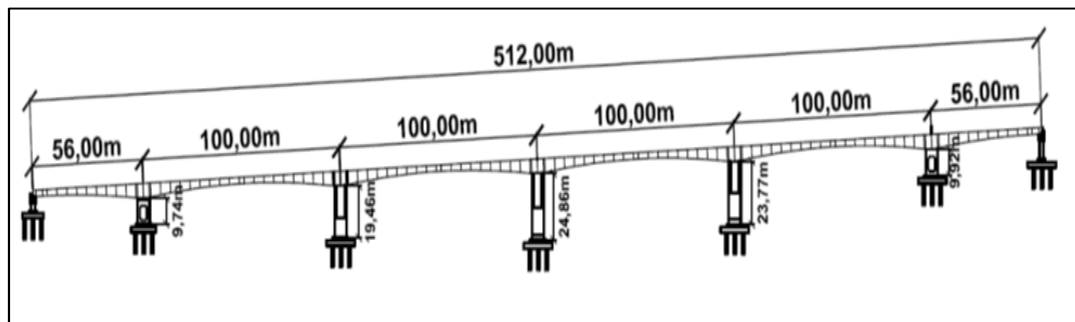


Figure III-1 : Coupe longitudinale et répartition des travées

Quatre travées médianes principales de même portée $L_i = 100\text{ m}$, construite entièrement par encorbellement avec des voussoirs préfabriqués et cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la disposition des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

- Deux travée de rive d'une portée identique $L_j = 56\text{ m}$ et cela nous donne un rapporte de portée de l'ordre de $L_i / L_j \approx 56\%$ ce qui proche de la valeur 60% pour une longueur optimale des travées de rive (figure III-2).

La différence en longueur entre les travées de rive et les travées principales qui mesure 10 à 20 % 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 [4].

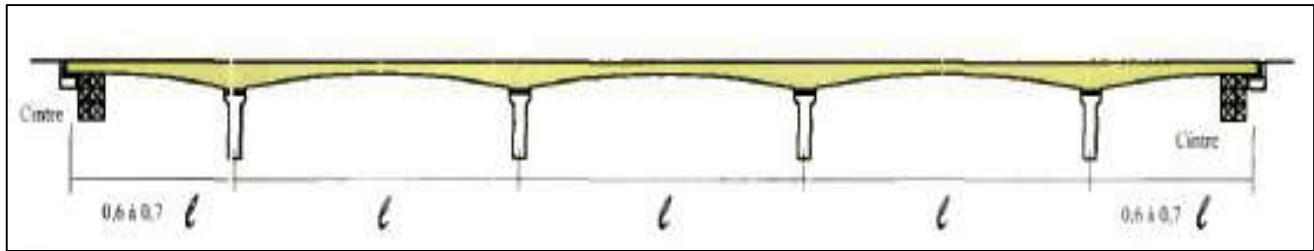


Figure III-2 : Disposition des portées d'un pont simple construit par encorbellement

III.2.2 Élancement et forme de l'intrados :

En générale lorsque les portées principales dépassent 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. Le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive coulée sur cintre est toujours de hauteur constante (même hauteur qu'à la clé).

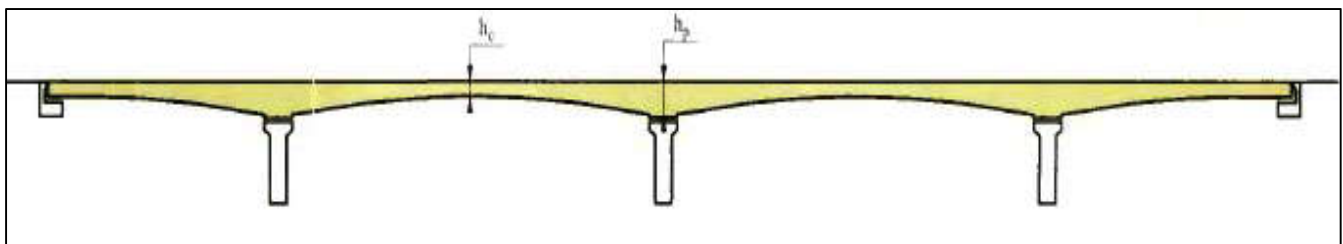


Figure III-3 : Tablier de hauteur variable paraboliquement

Dans notre cas la portée maximale qui d'ordre de 100 m ce qui nous permet de choisir ce type de tablier.

III.2.3 Condition d'appui :

Lorsque les piles sont très hautes il est souvent préférable d'encaster le tablier en tête de pile cette solution est très intéressante, elle offre l'avantage de simplifier la construction et l'exploitation de l'ouvrage puisqu'il n'y a ni dispositifs de stabilisation provisoire des fléaux ni appareils d'appui. Elle permet de résoudre simplement le problème de la stabilité des fléaux en cours de construction et de diminuer l'intensité du moment fléchissant maximal à la clé des travées.

Cependant, il faut que les piles soient à la fois souples en flexion dans le plan d'ouvrage et rigides en torsion ses piles s'envisagent généralement en forme de caisson.

En effet, lors de clavage des travées, les piles ne doivent pas s'opposer au raccourcissement du tablier induit par les câbles de précontrainte.

Pour la partie de tablier qui se trouve sur les culées est posé sur des appuis doubles en élastomère fretté (Chapitre IX). Ces derniers permettent une bonne répartition des efforts horizontaux entre les appuis. [4]

III.3 Prédimensionnement de la section transversale :

L'application de la technique de construction par encorbellement successif se limite au pont à poutres caisson, pour les raisons suivantes :

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture qu'on verra par la suite.

III.3.1 Forme de la section transversale :

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée (L), car elle représente l'élément déterminant du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter comme le montre la figure suivante [3].

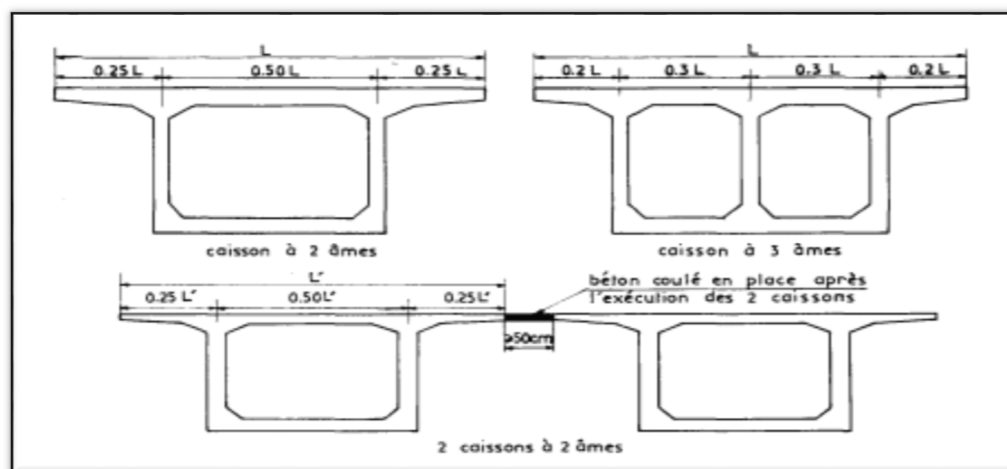


Figure III-4 : Forme de la section transversale en fonction de la largeur du tablier

- $B \leq 12$ m : Le caisson unique à deux âmes s'impose.
- $B > 16$ m : on a normalement recours à deux caissons (à deux âmes), chacun de ceux-ci étant construit séparément par la méthode de l'encorbellement ; bien entendu, pour les largeurs exceptionnelles (au-dessus d'environ 25 m) dont nous n'avons pas encore l'expérience, il faudrait songer à trois caissons (à deux âmes).
- $12 \leq B \leq 16$ m : on a parfois eu recours au caisson unique à trois âmes, mais le bilan économique semble plutôt défavorable à cette troisième âme de telle sorte que la tendance actuelle est de concevoir, soit un caisson à deux âmes, soit deux caissons à (deux âmes) construit séparément si le poids des voussoirs correspondant à un caisson unique est jugé trop fort en égard au matériel utilisé.

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine. Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance [4].

Dans notre cas $B = 10,08$ m, on optera pour une poutre caisson à deux âmes avec un hourdis supérieur en béton armé.

III.3.2 Ensemble des éléments de prédimensionnement :

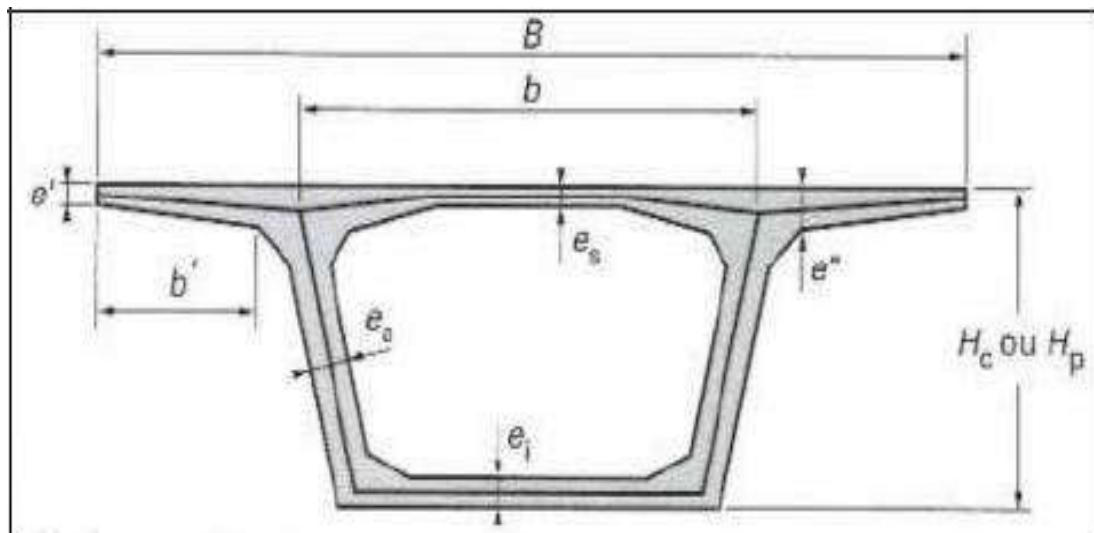


Figure III-5 : Ensemble des éléments de prédimensionnement

D'après l'ouvrage « Projet et construction des Ponts » [5] et le « Guide de conception pont en béton précontraint construit par encorbellement successif » [4] :

Hourdis supérieur :

- Le choix de $b=B/2$ est une bonne base de départ.

$$b = B/2$$

$$b = 10.08/2 = 5.04 \text{ m}$$

- Le rapport e_s/b est compris entre $1/25$ et $1/30$. S'il est nervuré, son épaisseur peut être diminuée, mais il ne serait pas raisonnable de descendre en dessous de 20 cm. On prend :

$$e_s = 25 \text{ cm}$$

- L'épaisseur e' à l'extrémité des encorbellements est comprise entre 20 et 25 cm.

$$e' = 25 \text{ cm}$$

- Le rapport e''/b' est généralement compris entre $1/5$ et $1/7$

$$5e'' < b' < 7e''$$

$$b' = 116 \text{ cm} \rightarrow e'' = 25 \text{ cm}$$

Hourdis inférieur :

Sur pile, l'épaisseur est généralement variable entre la section sur pile et la section de clé.

A la clé, l'épaisseur e_{ic} doit être supérieure à la plus restrictives des valeurs suivantes :

- 18 cm.
- $3\emptyset$, \emptyset étant le diamètre des conduites de précontrainte s'ils sont logés partiellement ou totalement, dans le hourdis inférieur.
- $e_a/3$, e_a étant l'épaisseur des âmes.

$$e_i \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\emptyset ; e_a / 3)$$

$$e_i \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 24 ; 14,67)$$

On prend : $e_{ic} = 25 \text{ cm}$.

Sur pile, l'épaisseur du hourdis inférieur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis varie de 35 à 80 cm voir plus. Il est conseillé d'adopter une marge de sécurité :

On prend : $e_{ip} = 100 \text{ cm}$

Epaisseur des âmes :

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande hauteur ainsi qu'à la densité du ferrailage passif et au tracé des nombreux câbles de précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$e_{\min} = 36$ cm pour des unités 12T13
 $e_{\min} = 44$ cm pour des unités 12T15
 $e_{\min} = 59$ cm pour des unités 19T15

Dans notre cas, d'après les plans architecturaux :

$e_{\text{pile}} = 1$ m ;

$e_{\text{clavage}} = 0.35$ m ;

III.3.3 Prédimensionnement de la structure longitudinale :

Découpage en voussoirs :

Voussoirs courants :

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

Lorsque les voussoirs sont 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. On notera toutefois que plus les voussoirs sont courts, plus la géométrie du fléau est difficile à respecter [4].

D'où on prendra la longueur des voussoirs courant : $L_{\text{courant}} = 5$ m

Voussoir sur pile et voussoir de clavage :

Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs. On découpe donc les voussoirs sur pile (VSP) en deux voire trois parties assemblées par précontrainte.

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages préfabriqués, on cherche à réaliser le clavage, pour des raisons économiques, avec l'outil le plus simple possible [4].

On prend : $L_{\text{vsp}} = 6$ m $L_{\text{vc}} = 2.5$ m

III.3.4 Hauteur du voussoir sur pile et du voussoir de clavage :

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

On appelle :

- L : la portée déterminante.
- H_p : la hauteur du tablier sur pile.
- H_c : la hauteur du tablier à la clé de la portée déterminante.

Pour les tabliers dont la hauteur varie paraboliquement, les relations entre L, H_p et H_c sont les suivantes [5] :

Tabliers partiellement ou totalement encastres sur les appuis, à câblage intérieur au béton :

$$L/H_p = 16 + 0,25 (L/100)^4 \qquad L/H_c = 25 + 0,2 - 12,5/(L/50)^3$$

Dans notre cas $L = 100\text{m}$ $H_p = 5,4\text{ m}$ et $H_c = 2,4\text{m}$

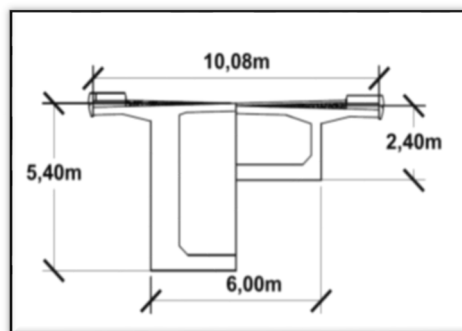


Figure III-6 : La hauteur sur pile et à la clé

III.3.5 Section transversale finale :

Les dimensions de la section choisie sont réalisées avec logiciel AutoCAD et résumées dans les figures suivantes :

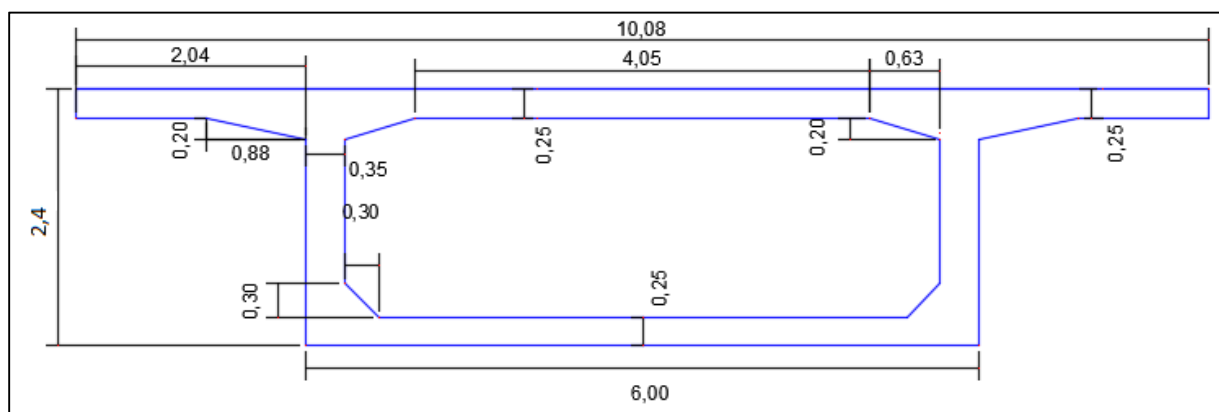


Figure III-7 : Coupe transversale (vousseur de clavage)

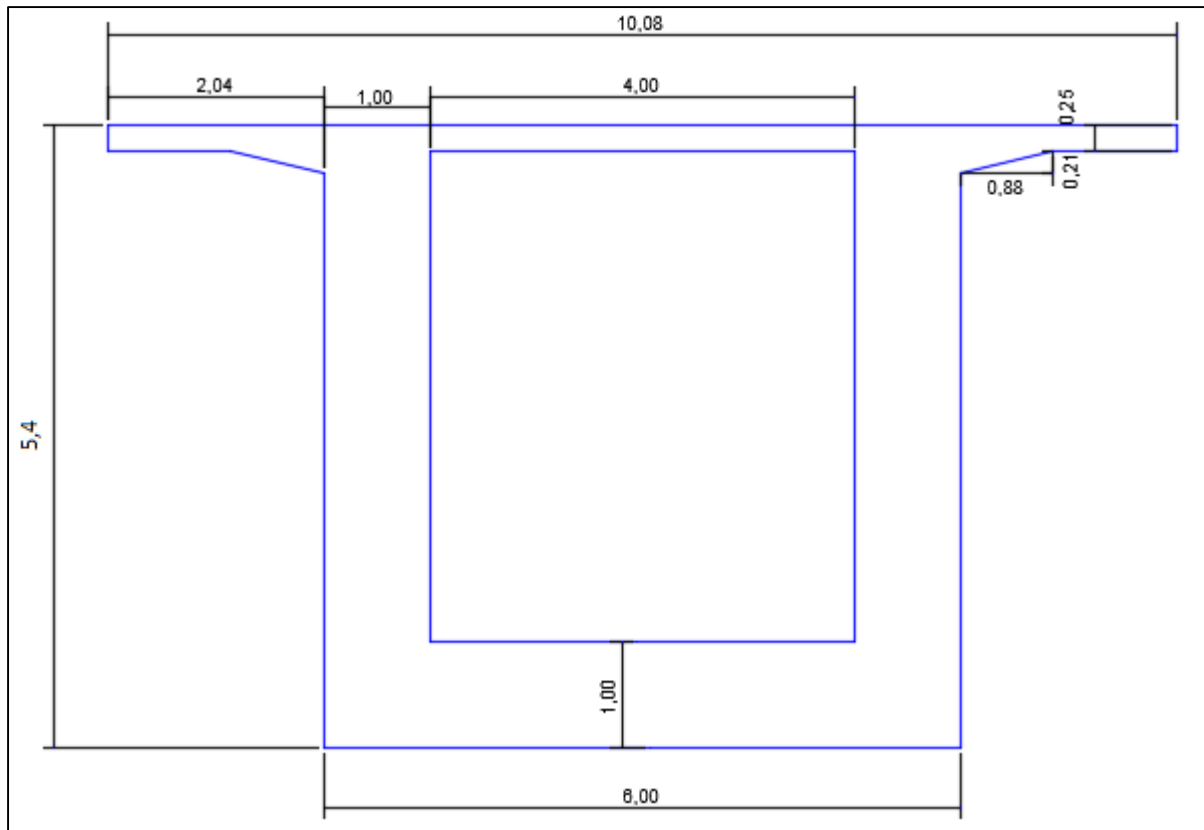


Figure III-8 : Coupe transversale (voussoir sur pile)

III.4 Caractéristiques géométriques :

III.4.1 Voussoir sur pile et voussoir de clavage :

Les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé) sont obtenues par le logiciel Autocade.

- Y_G : Ordonnée du centre de gravité de la section, par rapport à la fibre inférieure.
- S : Aire de la section.
- I_G : Moment d'inertie de la section, par rapport à son centre de gravité.

Tableau III-1 : Caractéristiques du voussoir sur pile et du voussoir de clavage

	Voussoir sur pile	Voussoir de clavage
Y_G (m)	2,73	1,29
S (m ²)	14,98	5,22
I_G (m ⁴)	51,73	4,22

A partir de ces caractéristiques on en déduit également :

- V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : $V' = H - Y_G$
- V : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure : $V = Y_G$
- ρ : Rendement mécanique de la section : $\rho = I_G/S.V.V'$
- $C = \rho.V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
- $C' = \rho.V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

Tableau III-2 : Caractéristiques du voussoir sur pile et du voussoir de clavage (suite)

	Voussoir sur pile	Voussoir de clavage
V'	2,73	1,29
V	2,67	1,11
ρ	0,47	0,56
C	1,28	0,72
C'	1,25	0,62

III.4.2 Lois de variation des différents paramètres géométriques :

Loi de variation de la hauteur :

Les ponts à inertie variable construits par encorbellement successif, comportent une partie de hauteur variable, en général ils comportent un intrados courbe à variation parabolique.

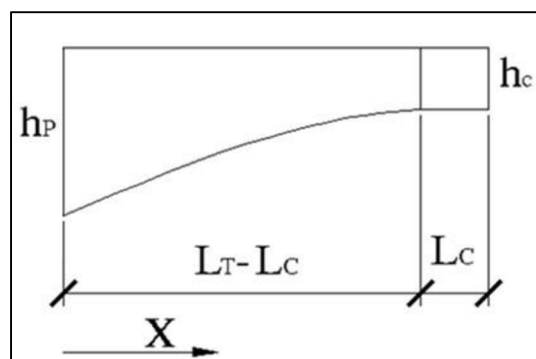


Figure III-9 : Variation de la hauteur

$$L_T - L_C = 45.75 \text{ m.}$$

- Pour $0 < x < L_T - L_C \rightarrow H(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C < x < L_T \rightarrow H(x) = H_C$

Détermination des constantes a, b et c :

$$\text{- Pour } x = 0 ; H(0) = H_P \rightarrow \boxed{c = H_P}$$

- Pour $x = L_T - L_C$:

$$\frac{dH(x=L_T-L_C)}{dx} = 0 \rightarrow 2a(L_T - L_C) + b = 0$$

$$H(L_T - L_C) = H_C \rightarrow a(L_T - L_C)^2 + b(L_T - L_C) + H_P = H_C$$

Ce qui donne :

$$\boxed{a = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2}}$$

$$\boxed{b = 2 \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)}}$$

$$H(x) = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2 \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)} x + H_P$$

Les variations de l'aire de la section transversale et de l'ordonnée du centre de gravité suivent la même loi.

Loi de variation de la surface :

- Pour $0 < x < L_T - L_C \rightarrow S(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C < x < L_T \rightarrow S(x) = S_C$

$$S(x) = \frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2 \frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)} x + S_P$$

Loi de variation de l'ordonnée du centre de gravité :

- Pour $0 < x < L_T - L_C \rightarrow Y_g(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C < x < L_T \rightarrow Y_g(x) = Y_{gC}$

$$Y_g(x) = \frac{Y_{gP} - Y_{gC}}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2 \frac{Y_{gP} - Y_{gC}}{(L_T - L_C)} x + Y_{gP}$$

Loi de variation de l'inertie :

- Pour $L_T - L_C < x < L_T \rightarrow I(x) = I_C$
- Pour $0 < x < L_T - L_C \rightarrow$

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $Kh^{5/2}$, h étant la hauteur de la poutre.

Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$.

L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = Kh^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (Hypothèse des tables de *GULDIN*), ce qui donne : [8]

$$I(x) = I_c \left(1 + K \left(1 - \frac{x}{L_t - L_c} \right)^2 \right)^{5/2}$$

Avec $K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$

Les caractéristiques géométriques de la totalité des voussoirs sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la totalité des voussoirs

Voussoir	X (m)	H(m)	S(m ²)	I(m ⁴)	Yg(m)	V(m)	V'(m)	ρ	C(m)	C'(m)
VSP	0,00	5,40	14,98	51,73	2,73	2,73	2,67	0,47	1,28	1,25
V0	3,00	5,02	14,98	51,73	2,73	2,73	2,29	0,55	1,51	1,26
V1	3,75	4,93	14,66	49,11	2,68	2,68	2,25	0,56	1,49	1,25
V2	8,75	4,36	12,68	34,55	2,39	2,39	1,97	0,58	1,38	1,14
V3	13,75	3,87	10,93	24,16	2,13	2,13	1,73	0,60	1,27	1,04
V4	18,75	3,44	9,42	16,90	1,91	1,91	1,54	0,61	1,17	0,94
V5	23,75	3,09	8,13	11,92	1,72	1,72	1,37	0,62	1,07	0,85
V6	28,75	2,81	7,09	8,60	1,57	1,57	1,25	0,62	0,97	0,78
V7	33,75	2,61	6,27	6,46	1,44	1,44	1,16	0,61	0,89	0,71
V8	38,75	2,47	5,69	5,14	1,36	1,36	1,11	0,60	0,81	0,67
V9	43,75	2,41	5,34	4,44	1,31	1,31	1,10	0,58	0,76	0,64
VSC	54,45	2,40	5,22	4,22	1,29	1,29	1,11	0,56	0,72	0,62

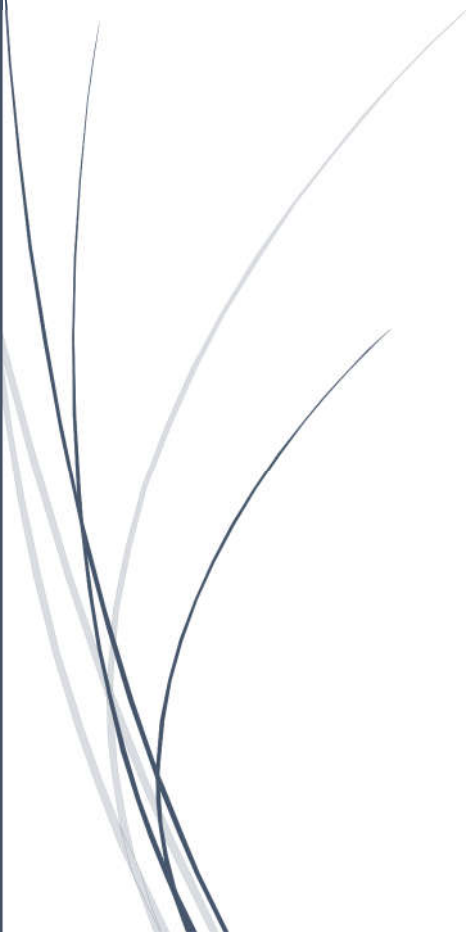
III.5 Conclusion

Le prédimensionnement du tablier de l'ouvrage est une étape clé dans l'étude car 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. Donc le concepteur est conduit à choisir une section convenable aux critères demandés par le client d'une part et adéquate au type de pont d'autre part, tout en s'inscrivant le mieux possible dans l'environnement.



CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES



IV.1 Introduction :

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.

IV.2 Caractéristiques du pont :

Les caractéristiques du pont sont définies dans le document technique réglementaire RCPR, [6] :

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 sur-largeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

$$L_r = 7,68 \text{ m}$$

IV.2.2 Largeur chargeable :

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

Pour notre cas nous avons deux glissières, donc la largeur chargeable est :

$$L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 6.68 \text{ m}$$

IV.2.3 Nombre de voies de circulation :

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

$$N_v = [(L_c / 3)] = [2.22] = 2 \text{ voies}$$

IV.2.4 Largeur de la 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.

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{6.68}{2} = 3.34 \text{ m}$$

IV.2.5 Classe du pont :

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

$L_r > 7 \text{ m}$ → Un pont de classe 1.

$5.5\text{m} < L_r < 7 \text{ m}$ → Un pont de classe 2.

$L_r \leq 5.5 \text{ m}$ → Un pont de classe 3.

Pour notre cas :

$L_r = 7.68 \text{ m} > 7.00 \text{ m}$; C'est donc un pont de classe 1.

IV.3 Classification des actions appliquées sur le pont :

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 (système A, B) ;
 - Charges militaires (système Me, Mc) ;
 - Charges exceptionnelles (convois types D, E).

IV.3.1 Action hors trafic :

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.

Poids propre du voussoir G_0 :

$$G_0 = 2G_1 + 4G_2 + 5G_3$$

On note:

G_1 : Poids propre d'une travée de rive.

G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

G_3 : Poids propre du voussoir sur pile.

Calcul de G₁ :

$$G_1 = G'_1 + G''_1$$

Avec :

G'₁ : Poids propre du voussoir sur la culé (partie de hauteur constante).

G''₁ : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G'_1 = \gamma_b \times 7.25 \times S_c = 2,5 \times 7.25 \times 5.22 = 94.61 \text{ t}$$

$$G''_1 = 2,5 \int_0^{45.75} \left(\frac{(S_p - S_c)}{(L_t - L_c)^2} x^2 + 2 \left(\frac{(S_c - S_p)}{(L_t - L_c)} \right) x + S_p \right) dx$$

$$G''_1 = 969.1375 \text{ t}$$

$$G_1 = 1063.7475 \text{ t}$$

Calcul de G₂ :

$$G_2 = G'_2 + G''_2$$

Avec :

G'₂ : Poids propre du voussoir de clavage (voussoir à hauteur constante).

G''₂ : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur (L = 45.75 m).

$$G'_2 = \gamma_b \times 2.5 \times S_c = 32.625 \text{ t}$$

$$G''_2 = 2 \times 2,5 \int_0^{45.75} \left(\frac{(S_p - S_c)}{(L_t - L_c)^2} x^2 + 2 \left(\frac{(S_c - S_p)}{(L_t - L_c)} \right) x + S_p \right) dx$$

$$G''_2 = 1938,275 \text{ t}$$

$$G_2 = 1970,9 \text{ t}$$

Calcul de G₃ :

$$G_3 = 2.5 \times 6 \times 14.98 = 224.7 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$G = 2G_1 + 4G_2 + 5G_3$$

$$G_0 = 11134.6 \text{ t}$$

Les compléments de charges permanentes (CCP) :

Revêtement (Prev) :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur :

$$P_{\text{revêtement}} = e \cdot L_r \cdot \gamma_{\text{BB}}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable.

γ_b : Poids volumique du béton bitumineux.

$$P_{\text{revêtement}} = 0,1 \times 7,68 \times 2,2$$

$$P_{\text{revêtement}} = 1,69 \text{ t/ml}$$

Trottoirs ($P_{\text{trottoirs}}$) :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons de circulation automobiles par une simple surélévation. Pour les ponts autoroutiers on prévoit un passage minimum de service de 60cm de largeur et 25cm d'épaisseur avec un devers de 2,5% pour l'écoulement des eaux.

$$P_{\text{trottoirs}} = \gamma_b * A_{\text{trottoirs}} ;$$

$$P_{\text{trottoirs}} = 2,5 * (0,25 * 1,15 + 0,25 * 1,25)$$

$$P_{\text{trottoirs}} = 1,5 \text{ t/ml}$$

Corniche (P_{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.

$$P_{\text{corniche}} = 2 * \gamma_b * A_{\text{corniche}} ;$$

$$P_{\text{corniche}} = 0,98 \text{ t/ml}$$

Barrières de sécurité (P_g) :

Le poids d'une glissière de sécurité est estimé à 0,06 t/m donc : $P_{\text{barrières}} = 0,12 \text{ t/ml}$.

Garde-corps ($P_{\text{Garde-corps}}$) :

Le poids d'un garde-corps est estimé à 0,1 t/m donc : $P_g = 0,2 \text{ t/ml}$.

On obtient :

$$CCP = P_{\text{trottoirs}} + P_{\text{revêtement}} + P_{\text{Garde-corps}} + P_{\text{corniche}} + P_{\text{barrières}}$$

$$CCP = 4,49 \text{ t/ml}$$

Actions variables :

Action du 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 [6].

Action thermique de variation uniforme :

Les variations de température uniformes ΔT adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes :

(+35°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°C et +25°C) et les températures extrêmes ci-dessus [6].

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.4 ci-après [6] :

Tableau IV-1 : Gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient ($\Delta\theta$)	
Type 3 (Tablier en béton)	±12	±7

IV.3.2 Actions du trafic :

Charges routières normales :

Les Charges à considérer lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont deux systèmes de charges routières à caractère normal A et B pouvant être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, ils sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du pont.

Remarque : Toute formule dans la suite du présent chapitre est issue du document RCPR [6].

Système de charge A(L) :

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 a₁ et a₂ donnés ci-après.

La charge A(L), exprimée en (kg/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, L, exprimée en mètres par la formule :

$$A(L) = 230 + 36000/(L+12)$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(L) est multipliée par les coefficients a₁ du tableau suivant :

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient a₁ en fonction de la classe du pont et le nombre de voies

Nombres de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

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.

Donc dans notre cas : Le pont est classe 1 et N = 2, ce qui donne a₁=1

$$A_1 = a_1 * A(L) ; A_1 = 1 * A(L)$$

Par la suite la charge A₁ obtenue est multipliée par le coefficient a₂ qui est donnés par :

$$a_2 = L_0 / L_v$$

Avec :

L₀ : La valeur est donnée en fonction de la classe de pont ;

L_v : La largeur d'une voie.

La valeur de l₀ à prendre en compte pour le calcul du coefficient a₂ est donnée en fonction de la classe du pont dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Valeur de L_0 en fonction de la classe du pont

Classe de Pont	L_0 (m)
1 ^{ère}	3.5
2 ^{ème}	3
3 ^{ème}	2.75

$$a_2 = 3.5/3.34 ; a_2 = 1.05$$

La charge $A = a_2 * A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées et suivant le nombre de voies chargées : $A_2 = 1.05 * A(L)$

Dans le sens longitudinal, les travées chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effet envisagé.

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

Il y a lieu donc pour rechercher l'effet maximal, de charger les travées par tous les combinaisons possibles qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Valeurs de la charge $A(l)$

Combinaison	L (m)	$A(L)$ (kg/m ²)	A (Kg/m ²)
T1	56	759,4	691,1
T1+T2	156	444,3	404,3
T1+T2+T3	256	364,3	331,5
T1+T2+T3+T4	356	327,8	298,3
T1+T2+T3+T4+T5	456	306,9	279,3
T1+T2+T3+T4+T5+T6	512	298,7	271,8
T2	100	551,4	501,8
T2+T3	200	399,8	363,8
T2+T3+T4	300	345,4	314,3
T2+T3+T4+T5	400	317,4	288,8
T1+T6	112	520,32	473,5

Systeme de charge 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 Bc se compose de camions types ;

Le système Br se compose d'une roue isolée ;

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

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

❖ Systeme Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation même si géométriquement est possible 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 2,50 m 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. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front. Tous les camions étant orientés dans le même sens. [2]

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

Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient bc en fonction de la classe du pont et le nombre de voies

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 ou >5
1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2 ^{ème}	2	1	-	-	-
3 ^{ème}	1	0,8	-	-	-

Notre pont est de la 1^{ère} classe avec $N_v = 2$

Ce qui donne un coefficient $bc = 1.1$

Les charges appliquées sont indiquées dans la figure ci-après :

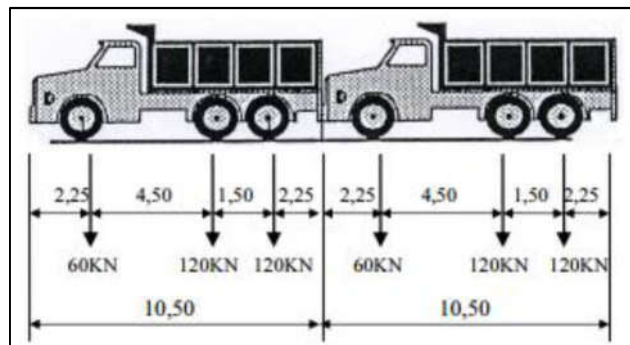


Figure IV-1 : Système de charge Bc

$$B_c = 2 * (30 * n * b_c)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$$B_c = 2 * 2 * 30 * 1,10 \quad \rightarrow \quad B_c = 132 \text{ t}$$

❖ Système Br

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

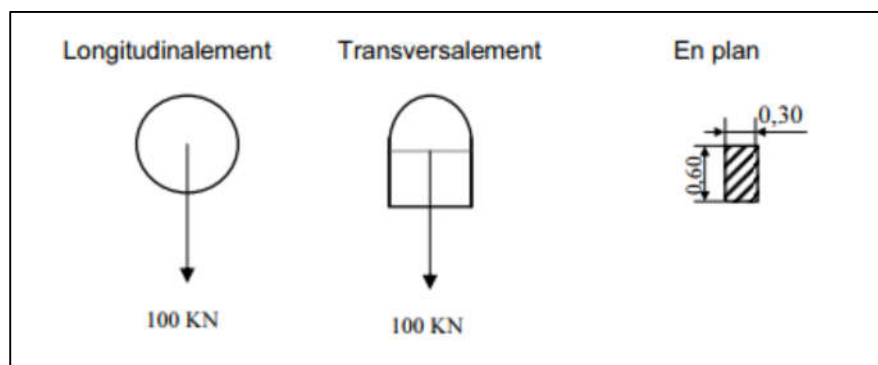


Figure VI-2 : Système de charge Br

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable et sa valeur est :

$$B_r = 100 \text{ KN.}$$

❖ Système Bt

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

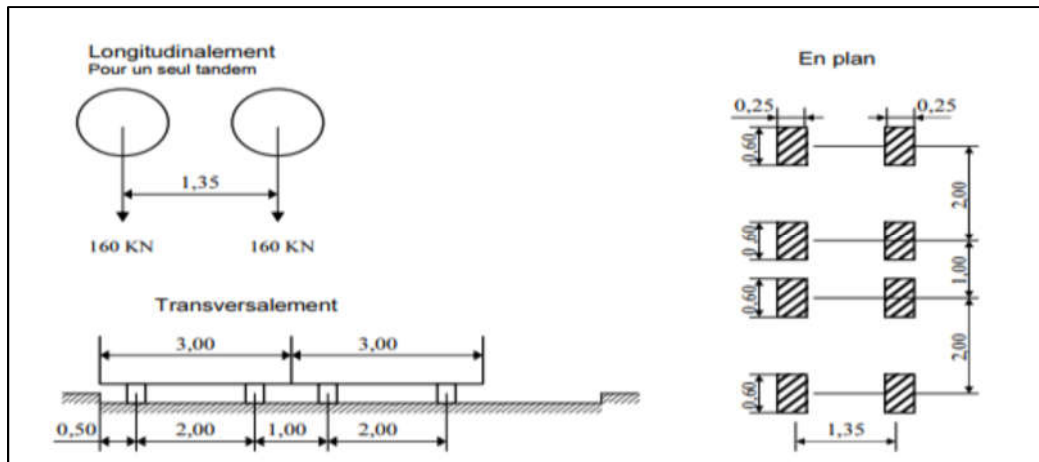


Figure IV-3 : Système de charge Bt

Pour notre pont le nombre de voie est supérieur à deux alors 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 le sens longitudinal, un seul tandem est supposé circuler dans la voie.

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

Tableau IV-6 : Valeurs du coefficient bt en fonction de la classe du pont

Classe de Pont	bt
1	1.2
2	1

$$B_t = 2 \text{ fois } (16 \times n \times b_t)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$b_t = 1$ pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$$B_t = 2 \times 2 \times 16 \times 1 \quad \rightarrow \quad B_t = 64t$$

Charges militaires :

❖ Convoi type MC120

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

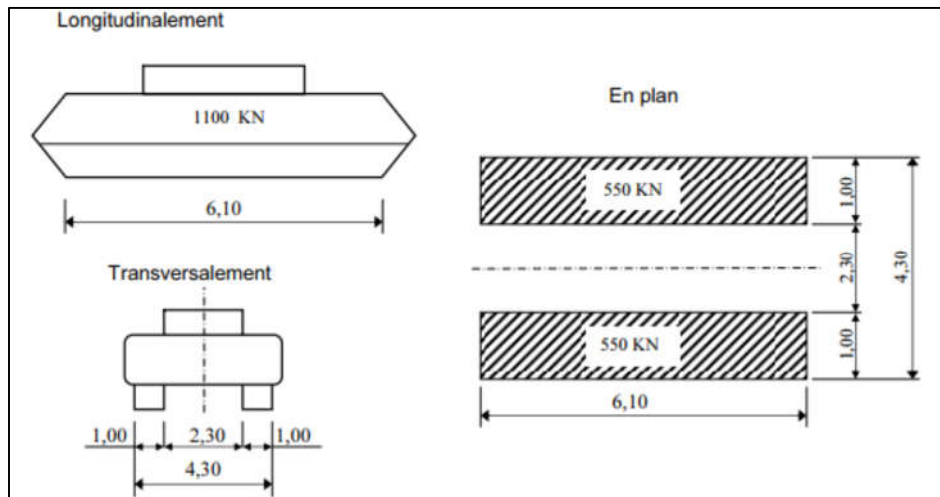


Figure 6 : Système de charge Mc120

Les véhicules des systèmes Mc 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.

Pour notre cas tous les travées intermédiaire (2,3,4 et 5) peuvent supporter trois véhicules de type Mc120 et les deux travées de rive principale (1 et 6) peuvent supporter deux véhicules de ce type.

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.

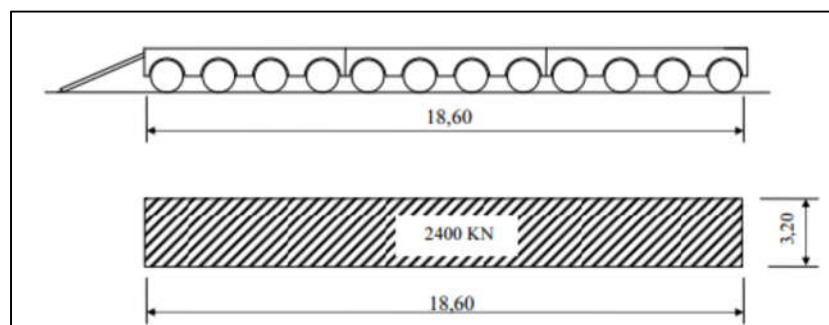


Figure 7 : Système de charge D240

Coefficient de majoration dynamiques :

Les charges du système B sont des charges roulantes donc elles ont un effet dynamique sur le pont alors pour composer cet effet dans le calcul statique on les multiplie par des coefficients de majorations dynamiques et ces coefficients de majoration sont applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0,6/(1+4.G/S) + 0,4/(1+0,2L)$$

Avec :

G : Charge permanente (tableau).

G = Poids propre + CCP

L : Portée de la travée.

S : Surcharge maximale.

Pour la travée de rive (L= 56 m) :

Tableau IV-7 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée de rive

Surcharges	S(t)	α	β	δ
Bc	132	0.033	0.0015	1.035
Bt	64	0.033	0.0008	1.034
Br	10	0.033	0.0001	1.033
Mc120	110	0.033	0.0013	1.034

Pour la travée intermédiaire (L= 100 m) :

Tableau IV-8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la travée intermédiaire

Surcharges	S(t)	α	β	Δ
Bc	132	0.019	0.0015	1.021
Bt	64	0.019	0.0008	1.019
Br	10	0.019	0.0001	1.019
Mc120	110	0.019	0.0013	1.023

Effort de freinage :

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

❖ L'effort de freinage correspondant à la charge A (Fa) :

$$F_a = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée ;

L'effort de freinage maximum est obtenu pour le cas de chargement de la 1^{ère} ou la 6^{ème} travée (L=56 m) ou les 2 voies sont chargées avec une charge A.

$$F_a = (759,4 * 430,08) / (20 + 0,0035 * 430,08) ;$$

$$F_a = 151,8 \text{ KN}$$

❖ L'effort de freinage correspondant à la charge Bc (Fbc) :

Les forces de freinages produites par le système de charge Bc seront appliquées au niveau de la chaussée. Un camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par ce camion sur le pont est égal à son poids :

$$F_{bc} = 300 \text{ KN}$$

IV.4 Combinaison de charge :

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 :

A l'ELU (combinaisons fondamentales) :

Tableau IV-9 : Combinaisons de charges à prendre en compte

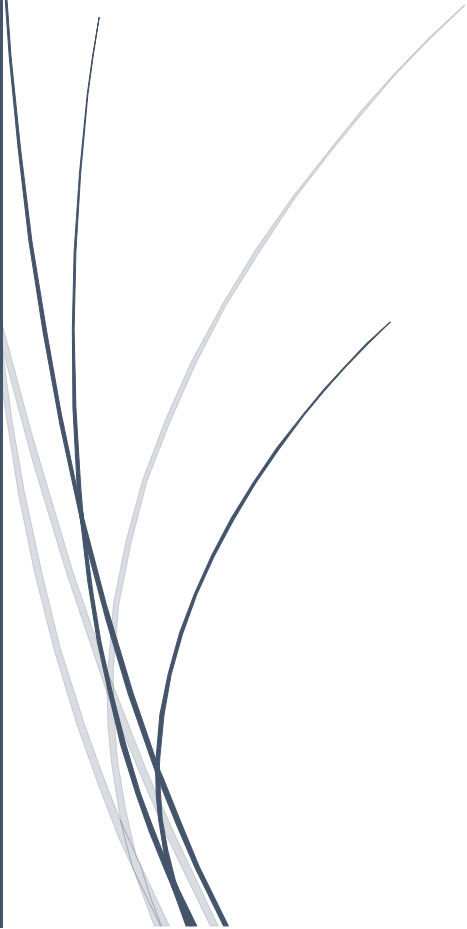
ELU (Combinaisons fondamentales)	ELS (Combinaisons rares)
$1.35G+1.6(A(L)+St)+0.75\Delta\theta$	$G+1.2(A(L)+St)+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.6(Bc+St)+0.75\Delta\theta$	$G+1.2(Bc+St)+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.35Mc120+\Delta\theta$	$G+Mc120+0.5\Delta\theta$
$1.35G +1.35D240+\Delta\theta$	$G+D240+0.5\Delta\theta$
$1.35G+1.6 A(L)+0.9W$	$G+\Delta\theta$
$1.35G+1.6Bc+0.9W$	$G+W$
$135G+1.35Mc120+0.9W$	
$1.35G+1.35D240+0.9W$	
$1.35G+1.5W$	

IV.5 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 :

En tenant compte de la succession des étapes de la technique, l'encorbellement successif exige que la stabilité de l'ouvrage soit vérifiée aussi pertinemment en exécution qu'en service, tout en considérant le comportement mécanique totalement différent de l'ouvrage durant ces deux phases.

V.2 Phases successives de la construction :

Dans un premier lieu, les ponts construits par encorbellement successif sont réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage ; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastres (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Dans la plupart des cas, enfin ; Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutées sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

Pour un grand nombre de travée, les solutions possibles sont évidemment très nombreuses, signalons cependant, la solution logique qui consiste, après avoir achevé une travée de rive, à claver l'une après les autres les travées successives. Jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente ; On peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des fléaux des travées de rive, et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

Le schéma ci-après résume les différentes phases de construction :

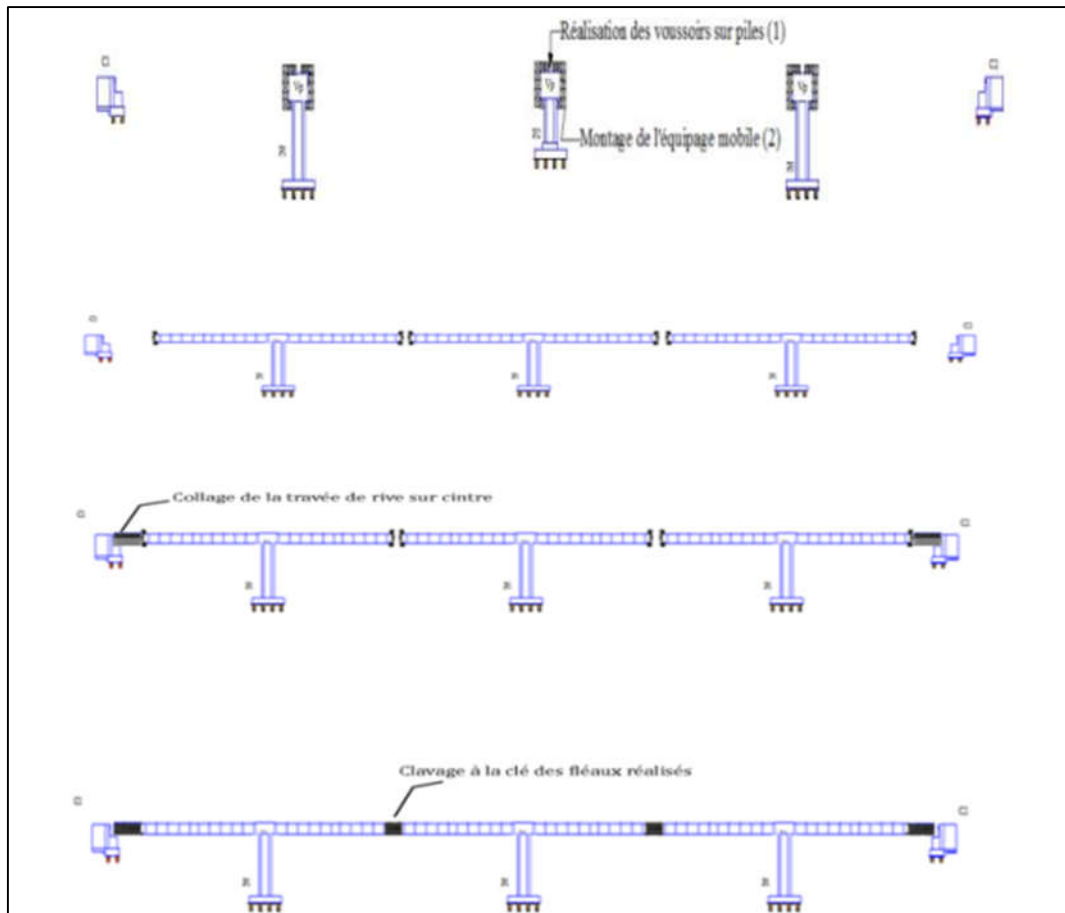


Figure V-1 : Succession des étapes de la technique d'encorbellement successif

V.2.1 Charges appliquées aux fléaux :

Les charges à prendre en compte dans ces phases selon le guide SETRA [4] sont :

- **G** : Le poids propre du tablier
- **Q_{prc}** : Equipage mobile : On prend le poids de l'équipage mobile égal à 500KN.
- **Q_{pra}** : charges aléatoires de chantier, on distingue : les charges réparties **Q_{pra1}** de 200N/m² et les charges concentrées de **Q_{pra2}** = (50+5b) KN , b étant la largeur du voussoir.

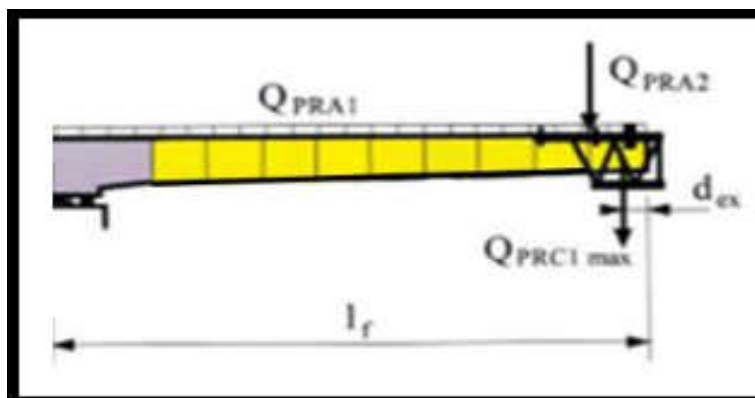


Figure V-2 : Les charges appliquées sur un demi fléau

Efforts dus au poids propre :

Le tablier possède une hauteur variant paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite suit également une loi parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur Demi-fléau :

La fonction représentative de l'aire de la section droite est : (voir CHAPITRE III)

$$S(x) = \frac{Sp-Sc}{(Lt-Lc)^2} X^2 + 2 \frac{Sp-Sc}{(Lt-Lc)} X + Sp$$

Le poids propre est majoré de 5% [4] :

$$\begin{aligned} P(x) &= 1,05 \gamma b S(x) \\ &= 1.05 \times 2.5 \times \left[\frac{Sp-Sc}{(Lt-Lc)^2} X^2 + 2 \frac{Sp-Sc}{(Lt-Lc)} X + Sp \right] \\ &= 1.05 \times 2.5 \times \left[\frac{9,76}{(45,75)^2} X^2 + 2 \frac{9,76}{(2083,0625)} X + 14,98 \right] \\ &= \left(\frac{25,62}{2093,0625} \right) X^2 - \left(\frac{51,24}{45,75} \right) X + 39,3225 \end{aligned}$$

L'effort tranchant est :

$$T(x) = \int_0^x p(x) dx \quad \rightarrow \quad T(x) = \left(\frac{8,54}{2093,0625} \right) X^3 - \left(\frac{25,62}{2093,0625} \right) X^2 + 39,3225 X$$

Le moment fléchissant est :

$$M(x) = - \int_0^x T(x) dx \quad \rightarrow \quad M(x) = - \frac{2,135}{2093,0625} X^4 - \frac{8,54}{45,75} X^3 + 19,6616 X^2$$

*Efforts dus aux surcharges du chantier :*Surcharge répartie :

$$Q_{pra1} = 200 \text{ N/m}^2$$

La section caisson ayant une largeur de 10,08m, on a donc : $Q = 0,2016 \text{ t/ml}$

$$T(x) = 0,2016 x$$

$$M(x) = -0,1008 x^2$$

Surcharge concentrée :

$$Q_{pra2} = 50 + 5b \text{ KN} = 10,04 \text{ t}$$

$$T(x) = 10,04$$

$$M(x) = -10,04 x$$

Efforts dus à l'équipage mobile :

$$Q_{prc} = 500 \text{ KN} = 50 \text{ t}$$

$$T(x) = 50$$

$$M(x) = -50 x$$

PS : Les résultats obtenus pour chaque demi-fléau et pour chaque type de chargement sont mentionnés dans les tableaux se trouvant dans l'annexe A.

V.2.2 Les combinaisons de charges :

Selon SETRA la combinaison à prendre pour la justification de câblage longitudinale :

$$G+Q_{prc}+Q_{pra1}+ Q_{pra2}. [4]$$

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Tableau V-1 : Moment total dans les fléaux en exécution

X(m)	0	3	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-357,525	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3,75	-413,593	-56,0677	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8,75	-1321,77	-964,241	-771,555	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13,75	-3068,43	-2710,91	-2400,14	-771,555	0	0	0	0	0	0	0	0
18,75	-5538,84	-5181,32	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0	0	0	0	0	0
23,75	-8633,54	-8276,01	-7775,49	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0	0	0	0	0
28,75	-12268,4	-11910,8	-11334,1	-7775,49	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0	0	0	0
33,75	-16374,5	-16017	-15373,3	-11334,1	-7775,49	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0	0	0
38,75	-20898,3	-20540,8	-19837,3	-15373,3	-11334,1	-7775,49	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0	0
43,75	-25801,6	-25444,1	-24685,5	-19837,3	-15373,3	-11334,1	-7775,49	-4768,7	-2400,14	-771,555	0	0
48,75	-28624	-28416,5	-27642,7	-22685,5	-18087,3	-13873,3	-10084,1	-6775,49	-4018,7	-1900,14	-521,555	0

Tableau V-2 : Effort tranchant total en exécution

X(m)	0	3	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0	0,00											
3	179,22	60,04										
3,75	208,70	89,52	60,04									
8,75	389,90	270,72	245,18	60,04								
13,75	546,62	427,45	405,38	245,18	60,04							
18,75	681,92	562,75	543,70	405,38	245,18	60,04						
23,75	798,86	679,69	663,20	543,70	405,38	245,18	60,04					
28,75	900,50	781,33	766,93	663,20	543,70	405,38	245,18	60,04				
33,75	989,90	870,72	857,97	766,93	663,20	543,70	405,38	245,18	60,04			
38,75	1070,12	950,94	939,38	857,97	766,93	663,20	543,70	405,38	245,18	60,04		
43,75	1144,22	1025,04	1014,20	939,38	857,97	766,93	663,20	543,70	405,38	245,18	60,04	
48,75	1165,26	1046,08	1035,50	964,20	939,38	857,97	766,93	663,20	543,70	405,38	245,18	10,04

Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

Tableau V-3 : Moments en exécution

Section	X(m)	M (t.m)
Sp	0	28624,00
Sv1	3	28416,47
sv2	3,75	27642,74
sv3	8,75	22685,51
sv4	13,75	18087,27
sv5	18,75	13873,27
sv6	23,75	10084,07
sv7	28,75	6775,49
sv8	33,75	4018,70
sv9	38,75	1900,14
sv10	43,75	521,56
sv11	48,75	0,00

Remarque : Les résultats de l'effort tranchant apparaissent dans le chapitre VII.

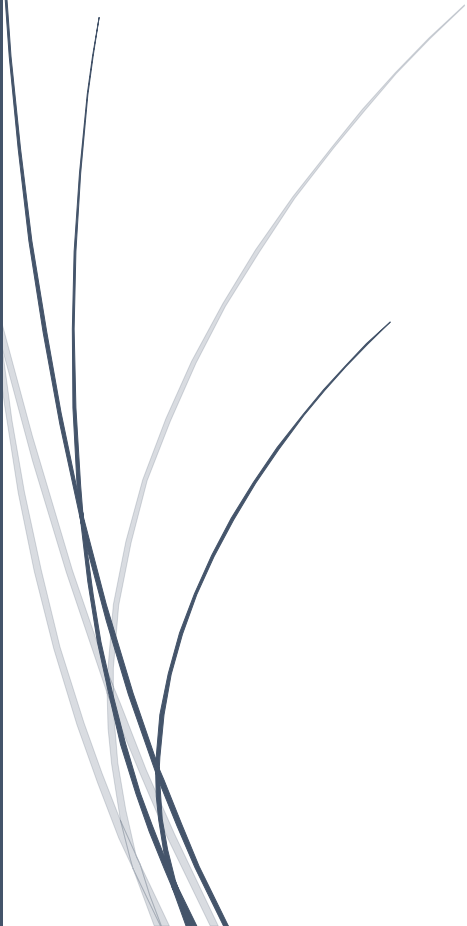
V.3 Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases dont la première est avant l'achèvement des fléaux là où les efforts sont évalués.



CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VI.1 Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages de grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe de base 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.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé et ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

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

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

VI.2 Mode de calcul :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

VI.2.1 Câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

En service, pour participer avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

VI.2.2 Câbles de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, elles sont :

- Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.
- Soit filant dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.

VI.3 Câbles de Fléau :

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.

VI.3.1 Calcul de l'effort de précontrainte :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes de traction au niveau des fibres supérieures et des contraintes de compression au niveau des fibres inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_t = -\frac{M}{I} v'$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_c = \frac{M}{I} v$$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.}{I} v'$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.}{I} v$$

Avec:

P : effort de précontrainte.

M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.

v : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

v' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Cela donne :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{P}{S} + \frac{P.e.}{I} v' - \frac{M}{I} v'$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{P}{S} - \frac{P.e.}{I} v + \frac{M}{I} v$$

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e}{I} v' - \frac{M}{I} v' \geq \sigma'_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e}{I} v + \frac{M}{I} v \leq \sigma'_{bc}$$

σ'_{bt} : Contrainte admissible de compression.

σ'_{bc} : Contrainte admissible de traction.

Cependant en classe I du règlement B.P.E.L, [2] (on a choisi la classe I parce que dans cette dernière, la section du béton est entièrement comprimée), on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage à E.L.S

A la limite nous aurons :

$$P = \frac{\frac{M.v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.v'}{I}}$$

Dans cette dernière expression, P et e sont des inconnues, pour cela on se fixe e et on détermine P .

Le nombre de câbles nécessaire sera :

$$n (P_0 - \Delta P) \geq P$$

ΔP : étant les pertes de tension

Supposant que $\Delta P = 20 \% P_0$ l'équation devient :

$$n \geq P/0.8P_0$$

P_0 : force utile pour un câble 12T15

D'après « SETRA » [4] :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

$$= \text{Min} (1440 ; 14326.5)$$

$$\sigma_{P0} = 1426.5 \text{ MPa.}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S$$

$$= 1426.5 \times 1800 \cdot 10^{-6}$$

$$= 2,5677 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } P_0 = 256,77 \text{ t}$$

Exemple de calcul :

Détermination du nombre de câbles pour le voussoir sur pile :

$$S=14.98 \text{ m}^2 \quad I=51.71 \text{ m}^4 \quad V'=2.67 \text{ m} \quad e = V'-d = 2.67-0.15 = 2.52 \text{ m} \quad M=-28624 \text{ t.m}$$

Ce qui donne $N = 38$ câbles.

Les moments utilisés pour le calcul des câbles de fléau sont évalués dans le chapitre précédent :

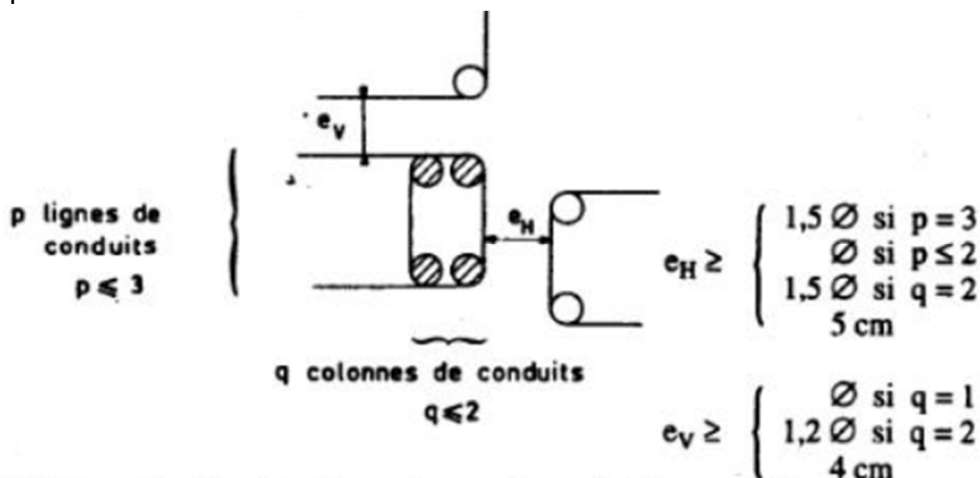
Tableau VI-1 : Nombres des câbles et arrêts des câbles de fléau

X(m)	V'(m)	e(m)	S(m ²)	I(m ⁴)	M (t.m)	P(t)	Nréel	Nentier	N/âme	Nbr arrêts
0	2,67	2,52	14,98	51,73	28624,00	7506,32	36,54	38,00	19	/
3	2,67	2,52	14,98	51,73	28416,47	7451,90	36,28	38,00	19	0
3,75	2,25	2,10	14,66	49,11	27642,74	7706,62	37,52	38,00	19	1
8,75	1,97	1,82	12,68	34,55	22685,51	7081,92	34,48	36,00	18	2
13,75	1,73	1,58	10,93	24,16	18087,27	6327,12	30,80	32,00	16	2
18,75	1,54	1,39	9,42	16,90	13873,27	5431,94	26,44	28,00	14	3
23,75	1,37	1,22	8,13	11,92	10084,07	4402,02	21,43	22,00	11	3
28,75	1,25	1,10	7,09	8,60	6775,49	3271,30	15,93	16,00	8	2
33,75	1,16	1,01	6,27	6,46	4018,70	2117,09	10,31	12,00	6	3
38,75	1,11	0,96	5,69	5,14	1900,14	1070,29	5,21	6,00	3	2
43,75	1,10	0,95	5,34	4,44	521,56	305,71	1,49	2,00	1	0
48,75	1,11	0,96	5,22	4,22	0,00	0,00	0,00	2,00	1	1

VI.3.2 Espacement des armatures de précontrainte :

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.

- e_H espacement horizontal des conduits isolés ou des paquets de conduits.
- e_V espacement vertical.



Pour notre cas :

$$e_H \geq 1,5 \varnothing g \quad \rightarrow \quad e_H \geq 1,5 * 10 = 15 \text{ cm}$$

$$e_V \geq 1,2 \varnothing g \quad \rightarrow \quad e_V \geq 1,2 * 10 = 12 \text{ cm}$$

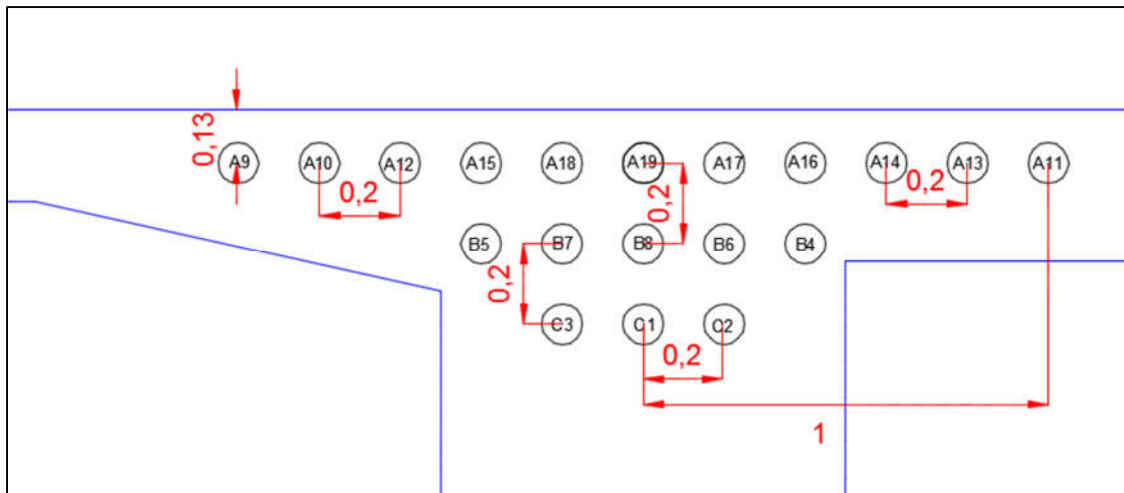


Figure VI-1 : Disposition des câbles de fléau

VI.3.3 Tracé des câbles de demi fléau :

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

Etude du trace en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir, où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = ax^2 + bx + c$.

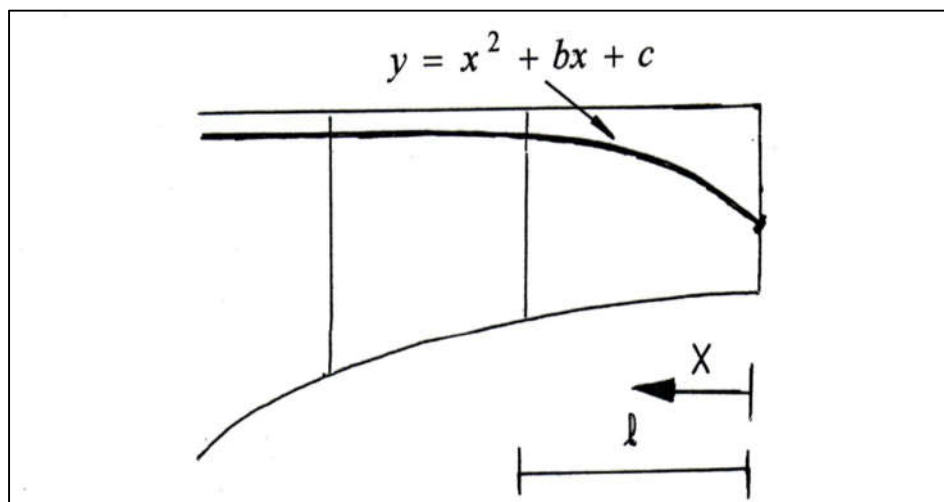


Figure VI-2 : Allure des câbles en élévation

Donc tout d'abord, il faut déterminer tous les paramètres nécessaires afin de tracer les câbles.

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)(x/l)^2$$

d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.

d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

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

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

Avec $R_{\min} \geq 6$, Pour les câbles T15s ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise.

Alors $R_{\min} = 6m$.

A partir de cette relation, à $X(i)$ (distance de la section S_i / a section S_0) on va calculer le d_1 de point d'ancrage de chaque câble de voussoir :

$$d_1 \leq \left\{ d_0 + \frac{x^2}{2R_{\min}} \right\} = d_{\max}$$

$$\tan \alpha = \frac{dy(x)}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \quad \text{alors} \quad \alpha = \text{Arctan} \left(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \right)$$

- La déviation verticale d'un câble : $\tan \alpha = \frac{x^2}{2y}$

Tableau VI-2 : Tracé des câbles en élévation

Voussoir	N° cable	X(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Tan (α)	α (rad)
v2	C1	5	0,53	1,20	0,27	0,26
v3	C2	5	0,53	1,20	0,27	0,26
v3	C3	5	0,53	1,00	0,19	0,19
v4	B4	5	0,33	1,00	0,27	0,26
v4	B5	5	0,33	0,80	0,19	0,19
v5	B6	5	0,33	1,00	0,27	0,26
v5	B7	5	0,33	0,80	0,19	0,19
v5	B8	5	0,33	0,60	0,11	0,11
v6	A9	5	0,13	0,80	0,27	0,26
v6	A10	5	0,13	0,60	0,19	0,19
v6	A11	5	0,13	0,40	0,11	0,11
v7	A12	5	0,13	0,80	0,27	0,26
v7	A13	5	0,13	0,60	0,19	0,19
v8	A14	5	0,13	0,80	0,27	0,26
v8	A15	5	0,13	0,60	0,19	0,19
v8	A16	5	0,13	0,40	0,11	0,11
v9	A17	5	0,13	0,80	0,27	0,26
v9	A18	5	0,13	0,60	0,19	0,19
v10	A19	2,5	0,13	0,60	0,38	0,36

Etude du tracé en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation 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, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une double équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

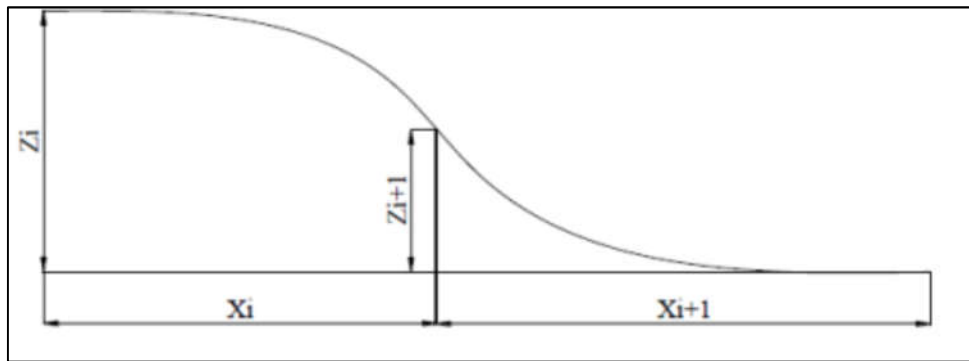


Figure VI-3 : Allure des câbles en plan

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Zx = Zi + (Zi - Zi+1) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Tel que : $l = \frac{\text{longueur du voussoir}}{2}$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(z_{i+1} - z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan\beta_i = \frac{2(z_i - z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan\beta_{i+1} = \frac{2(z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

Les résultats de calcul pour les différents câbles sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Tracé des câbles en plan

	N° de câble	L(m)	X _i (m)	X _{i+1} (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	Tan B _i	Tan B _{i+1}	B _i (rad)	B _{i+1} (rad)
v2	C1	2,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
v3	C2	2,5	2,5	2,5	0,2	0,1	31,25	31,25	0,08	0,08	0,079	0,079
v3	C3	2,5	2,5	2,5	-0,2	-0,1	-31,25	-31,25	-0,08	-0,08	-0,078	-0,078
v4	B4	2,5	2,5	2,5	0,4	0,2	15,63	15,63	0,16	0,16	0,16	0,16
v4	B5	2,5	2,5	2,5	-0,4	-0,2	-15,63	-15,63	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16
v5	B6	2,5	2,5	2,5	0,2	0,1	31,25	31,25	0,08	0,08	0,079	0,079
v5	B7	2,5	2,5	2,5	-0,2	-0,1	-31,25	-31,25	-0,08	-0,08	-0,079	-0,079
v5	B8	2,5	2,5	2,5	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0
v6	A9	2,5	2,5	2,5	-1	-0,5	-6,25	-6,25	-0,4	-0,4	-0,38	-0,38
v6	A10	2,5	2,5	2,5	-0,8	-0,4	-7,81	-7,81	-0,32	-0,32	-0,31	-0,31
v6	A11	2,5	2,5	2,5	1	0,5	6,25	6,25	0,4	0,4	0,38	0,38
v7	A12	2,5	2,5	2,5	-0,6	-0,3	-10,42	-10,42	-0,24	-0,24	-0,24	-0,24
v7	A13	2,5	2,5	2,5	0,8	0,4	7,81	7,81	0,32	0,32	0,31	0,31
v8	A14	2,5	2,5	2,5	0,6	0,3	10,42	10,42	0,24	0,24	0,24	0,24
v8	A15	2,5	2,5	2,5	-0,4	-0,2	-15,63	-15,63	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16
v8	A16	2,5	2,5	2,5	0,4	0,2	15,63	15,63	0,16	0,16	0,16	0,16
v9	A17	2,5	2,5	2,5	0,2	0,1	31,25	31,25	0,08	0,08	0,079	0,079
v9	A18	2,5	2,5	2,5	-0,2	-0,1	-31,25	-31,25	-0,08	-0,08	-0,079	-0,079
v11	A19	2,5	2,5	2,5	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0

VI.4 Câbles de Continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans la partie basse du tablier (l'hourdis inférieur) et, qui sont ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de ce dernier.

Ces câbles se trouvent au droit des clavages que ce soit en rive ou en travée intermédiaire pour reprendre les moments positifs dus aux surcharges d'exploitations. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité (d'où l'appellation précontrainte de continuité) de l'ouvrage et le rendre ainsi hyperstatique.

VI.4.1 Modélisation de l'ouvrage :

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel CSI Bridge 20.

Présentation du logiciel :

CSiBridge est un logiciel spécialisé en analyse et conception conçu pour l'ingénierie des systèmes de ponts. Les suspensions, les haubans, les chaussées surélevées et d'autres types de systèmes de ponts peuvent être modélisés et conçus pour diverses utilisations, y compris les canalisations, ou les extensions des infrastructures routières. Les commandes et les fonctionnalités personnalisées s'intègrent dans un environnement de modélisation basé sur des objets puissants pour offrir un outil de calcul intuitif, pratique et productif pour l'ingénierie de pont. Les fonctionnalités de modélisation avancées et les techniques d'analyse sophistiquées prennent en compte les effets dynamiques, le comportement inélastique et la non-linéarité géométrique. Les modèles basés sur des codes rationalisent le processus d'ingénierie de la définition du modèle à l'analyse, à l'optimisation de la conception et à la génération de rapports de sortie complets. CSiBridge est le premier logiciel pour l'ingénierie des ponts.

Etapas de la modélisation :

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.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats

Les appuis sont considérés comme des encastremements au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.

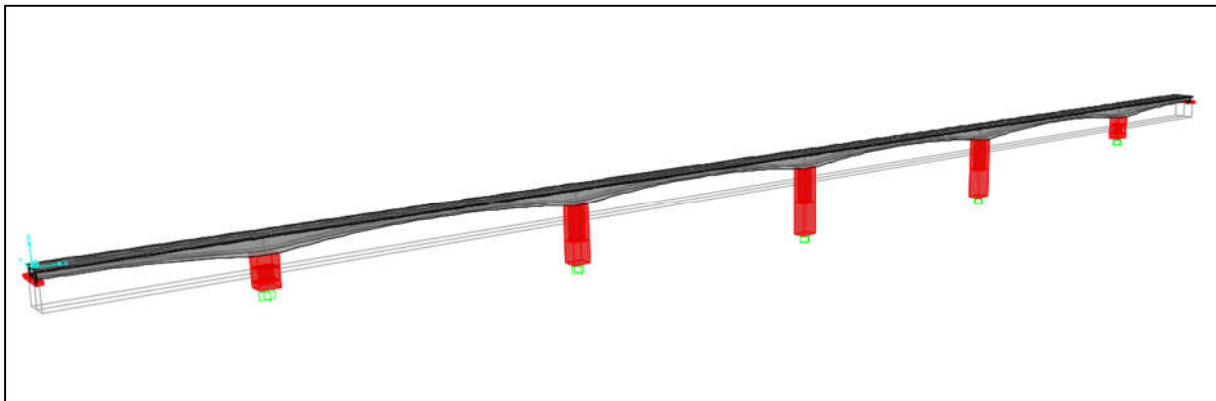


Figure VI-4 : Model du pont

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.

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [9]

- Poids propre (PP) : il est pris automatiquement par le logiciel.
 - Complément du poids propre (CCP): Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 4,37 t/m. (voir chapitre IV,)
 - Charge A : Charge uniforme répartie le long du tablier (512 m) égale à : 2,1 t/m.
 - Surcharge Bc
 - Surcharge militaires Mc120
 - Convoi exceptionnel D240
 - Surcharges sur les trottoirs St : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : 1,5t/m.
- Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-4 : Combinaisons de charges à l'ELS à considérer selon le RCPR

Etat limite	Combinaisons
ELS Combinaisons accidentelles	$G + 1.2(A(L)+St) + 0.5 \Delta\theta$
	$G + 1.2(Bc+St) + 0.5 \Delta\theta$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta\theta$
	$G + D240 + 0.5 \Delta\theta$
	$G + \Delta\theta$
	$G + W$

Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant.

Le cas le plus défavorable est atteint par la combinaison $G + 1.2(A(L)+S(t)) + 0.5\Delta\theta$ pour un moment Max a la section de clavage.

Les résultats sont donnés en tonnes.mètre pour les moments et en tonnes pour les forces.

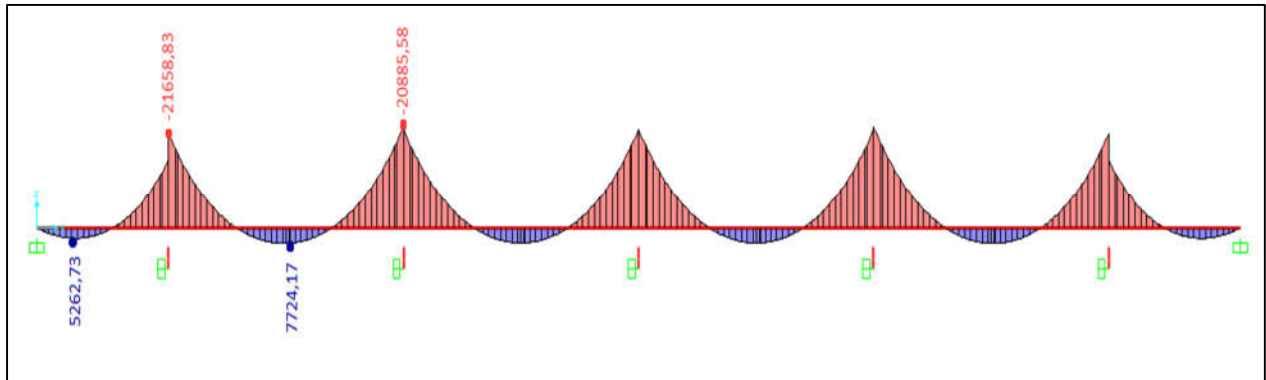


Figure VI-5 : Diagramme du moment sous la combinaison $G + 1.2(A(L)+S(t)) + 0.5\Delta\theta$

Tableau VI-5 : Moment fournis par le logiciel

	Travée intermédiaire	Travée de rive
X(m)	Mz (t.m)	Mz (t.m)
0,00	-20885,58	-21658,83
3,00	-20617,78	-20514,91
3,75	-19610,78	-20236,96
8,75	-15664,41	-15685,59
13,75	-14050,56	-9698,52
18,75	-12844,90	-4092,94
23,75	-6587,49	54,04
28,75	-1606,87	2914,86
33,75	2232,86	4619,64
38,75	5029,42	5262,73
43,75	6847,63	4907,84
48,75	7724,17	3591,74
51,00	/	2690,07
54,45	/	935,17
56,00	/	0,00

VI.4.2 Détermination des câbles de continuité :

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

- Mmax : Moment maximum donné dans le tableau;
- Mfluage : Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{fluage} = \frac{I}{V} * \sigma^*$$

Avec :

I : inertie du voussoir de clavage.

V : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

σ^* : a une valeur de 1Mpa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5Mpa pour les voussoirs coulés en place qui le cas de notre ouvrage

$\sigma^* = 1.5\text{Mpa}$ [6]

Donc par approximation la formule finale est :

$$M_{fluage} = \frac{I}{V} * \sigma^* = \frac{I}{V} * 1500 \text{ KN.m}$$

Tableau VI-6 : Moments totaux de calcul des câbles de continuité

X(m)	Travée intermédiaire			Travée de rive		
	Mz (t,m)	M _{fluage} (t,m)	M _{total} (t,m)	Mz (t,m)	M _{fluage} (t,m)	M _{total} (t,m)
0,00	-20885,58	154,58	-20731,00	-21658,83	154,58	-21504,25
3,00	-20617,78	154,58	-20463,20	-21814,91	146,30	-21668,61
3,75	-19610,78	157,28	-19453,50	-20236,96	144,23	-20092,74
8,75	-15664,41	176,51	-15487,90	-15685,59	130,43	-15555,16
13,75	-14050,56	197,86	-13852,70	-9698,52	116,62	-9581,90
18,75	-12844,90	221,04	-12623,86	-4092,94	102,82	-3990,11
23,75	-6587,49	245,35	-6342,14	54,04	89,02	143,06
28,75	-1606,87	269,61	-1337,26	2914,86	75,22	2990,08
33,75	2232,86	292,08	2524,94	4619,64	61,42	4681,06
38,75	5029,42	310,57	5339,99	5262,73	47,62	5310,34
43,75	6847,63	322,83	7170,45	4907,84	33,81	4941,65
48,75	7724,17	327,13	8051,30	3591,74	20,01	3611,75
51,00	/	/	/	2690,07	13,80	2703,88
54,45	/	/	/	935,17	4,28	939,45
56,00	/	/	/	0,00	0,00	0,00

Détermination de nombre de câbles :

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé. Le nombre de câbles est déterminé avec les moments positifs M_{total} (Tableau VI-6).

Le calcul des contraintes en situation d'exploitation normale est effectué sur la section non fissurée (Classe I) :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot v_{inf}}{I} + \frac{M v_{inf}}{I} \geq 0$$

D'où :

$$P \geq \frac{\frac{M v_{inf}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e \cdot v_{inf}}{I}}$$

On prend un enrobage moyen de 20cm car les câbles sont situés dans le hourdis inférieur donc on prendra une excentricité équivalente à :

$$e = v_{inf} - 0.2 \text{ m}$$

On utilise des câbles 12T15S, ces câbles sont tendus et subissent des pertes estimées à 20%. Donc la force utile (P_{ut}) peut donc être estimée à :

$$P_{ut} = (1 - 0.2) \times F_0 = 0.8 \times 256.77 \quad (\text{Calculé au chapitre 5})$$

$$P_{ut} = 205.42 \text{ t}$$

Exemple de calcul : détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale).

$$\begin{aligned} \text{Section } S_c : \quad V_c &= 1,29 \text{ m}; & d &= 0,2 \text{ m}; & e_c &= V_c - d = 1.09 \text{ m} \\ A_c &= 5.22 \text{ m}^2; & I_c &= 4.22 \text{ m}^4; & M_c &= 8124.62 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$P = \frac{\frac{M v_{inf}}{I}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot v_{inf}}{I}} = \frac{\frac{8124.62 \cdot 1.29}{4.22}}{\frac{1}{5.22} + \frac{1.29 \cdot 1.09}{4.22}} = 4732.73 \text{ t}$$

$$n \geq \frac{P}{0.8 F_0} = \frac{4732.73}{205.42} = 23.04 \quad \rightarrow \quad \boxed{n = 24 \text{ câbles}}$$

Le nombre de câbles nécessaires à chaque voussoir est représenté dans les tableaux suivants :

Travée intermédiaire :

Tableau VI-7 : Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées intermédiaires.

X(m)	V(m)	e(m)	S(m ²)	I(m ⁴)	M _{total} (t.m)	P(t)	N	N _{construction}
0,00	2,73	2,53	14,98	51,73	-20731,00	-5462,87	/	/
3,00	2,73	2,53	14,98	51,73	-20463,20	-5392,30	/	/
3,75	2,68	2,48	14,66	49,11	-19453,50	-5213,49	/	/
8,75	2,39	2,19	12,68	34,55	-15487,90	-4650,65	/	/
13,75	2,13	1,93	10,93	24,16	-13852,70	-4665,88	/	/
18,75	1,91	1,71	9,42	16,90	-12623,86	-4765,60	/	/
23,75	1,72	1,52	8,13	11,92	-6342,14	-2673,49	/	/
28,75	1,57	1,37	7,09	8,60	-1337,26	-624,60	/	/
33,75	1,44	1,24	6,27	6,46	2524,94	1289,80	6,28	8
38,75	1,36	1,16	5,69	5,14	5339,99	2926,74	14,25	16
43,75	1,31	1,11	5,34	4,44	7170,45	4112,03	20,02	20
48,75	1,29	1,09	5,22	4,22	8051,30	4690,02	22,83	22
50,00	1,29	1,09	5,22	4,22	8124,62	4732,73	23,04	24

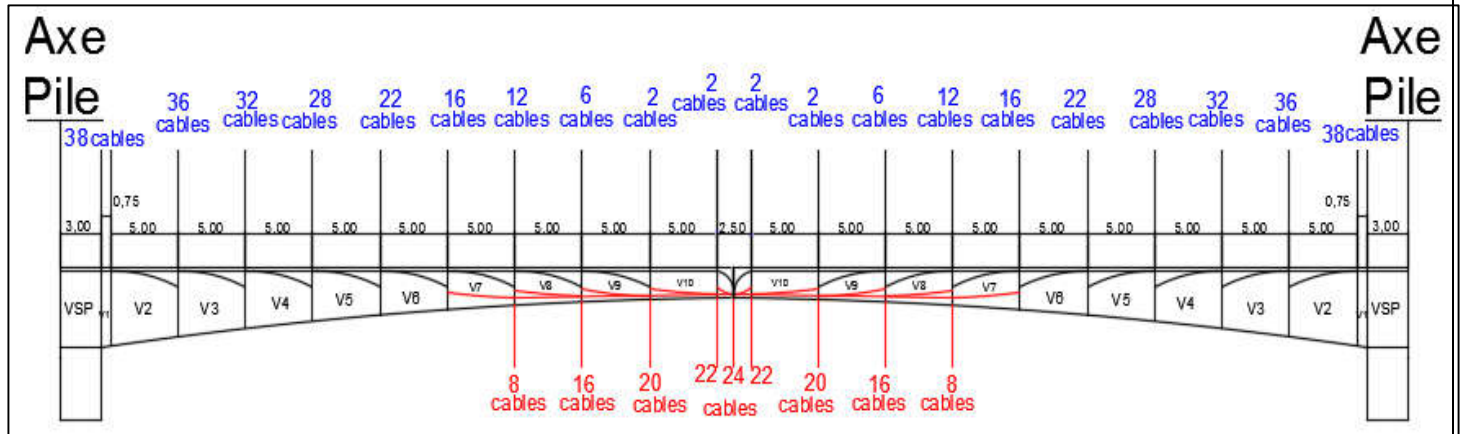


Figure VI-6 : Tracé des câbles pour la travée intermédiaire.

Travée de rive :

Tableau VI-8 : Nombre de câbles de continuité pour chaque voussoir pour les travées de rive

X(m)	V(m)	e(m)	S (m ²)	I(m ⁴)	M _{total} (t.m)	P(t)	N	N _{construction}
0,00	2,73	2,53	14,98	51,73	-21504,25	-5666,63	/	/
3,00	2,73	2,53	14,98	51,73	-21668,61	-5709,94	/	/
3,75	2,68	2,48	14,66	49,11	-20092,74	-5384,80	/	/
8,75	2,39	2,19	12,68	34,55	-15555,16	-4670,85	/	/
13,75	2,13	1,93	10,93	24,16	-9581,90	-3227,38	/	/
18,75	1,91	1,71	9,42	16,90	-3990,11	-1506,30	/	/
23,75	1,72	1,52	8,13	11,92	143,06	60,31	0,29	2
28,75	1,57	1,37	7,09	8,60	2990,08	1396,59	6,80	6
33,75	1,44	1,24	6,27	6,46	4681,06	2391,19	11,64	12
38,75	1,36	1,16	5,69	5,14	5310,34	2910,49	14,17	16
43,75	1,31	1,11	5,34	4,44	4941,65	2833,88	13,80	14
48,75	1,29	1,09	5,22	4,22	3611,75	2103,91	10,24	12
51,00	1,29	1,09	5,22	4,22	2703,88	1575,05	7,67	8
54,45	1,29	1,09	5,22	4,22	939,45	547,25	2,66	4
56,00	1,29	1,09	5,22	4,22	0,00	0,00	0,00	0

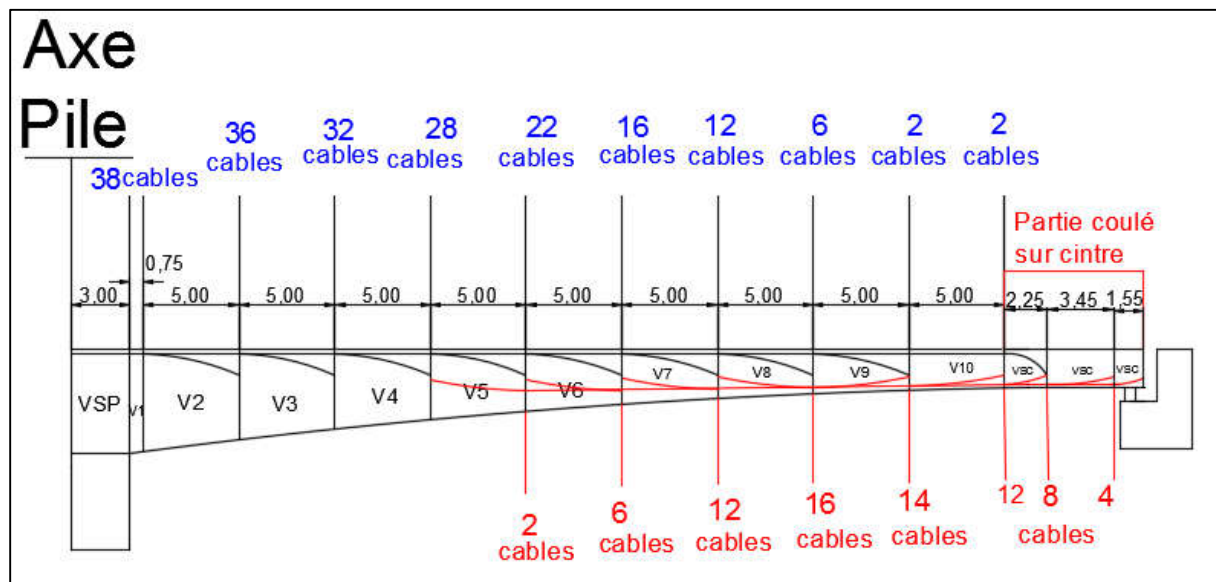


Figure VI-7 : Tracé des câbles pour la travée de rive

VI.5 Les pertes de précontrainte :

Les contraintes (ou forces) de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte. (Pertes de charge)

On les classe en deux familles :

Les pertes instantanées : qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont dues à :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage).
- Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

Les pertes différées : qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Retrait et fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

VI.5.1 Les pertes instantanées :

Perte par frottement du câble dans sa gaine :

Elle se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y'a contact entre ces éléments c.à.d. dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

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.

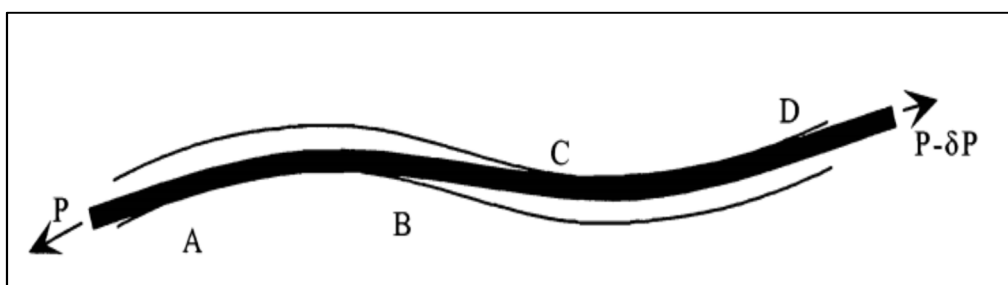


Figure VI-8 : Position relative du câble et de la gaine

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 [7]:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-f \cdot \theta(x) - \Phi \cdot x}$$

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{-f \cdot \theta(x) - \Phi \cdot x}$$

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 * (f * \theta(x) - \varphi * x)$$

Avec :

σ_0 : tension à l'origine, $\sigma_0 = 1426.5$ MPa

f : Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas $f = 0,18$ rd⁻¹.

φ : Coefficient de frottement droit, dans notre cas $\varphi = 0,002$ m⁻¹.

θ : La variation angulaire du câble à l'abscisse x .

- $\theta = \sqrt{(\tan(\alpha))^2 + \tan(\beta)^2}$ Lorsque les déviations sont simultanées.
- $\theta = \alpha + \beta$, lorsque les déviations ne sont pas simultanées.

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

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

Tableau VI-9 : Pertes dues au frottement du câble avec la gaine

X(m)	α (rad)	β (rad)	N°câble	Svp	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11
8,75	0,26	0,00	C1	95,78	87,77	85,76									
13,75	0,26	0,08	C2	129,67	121,86	119,91	106,77								
13,75	0,19	0,08	C3	111,12	103,21	101,22	87,90								
18,75	0,26	0,16	B4	163,20	155,60	153,69	140,90	127,98							
18,75	0,19	0,16	B5	145,39	137,68	135,75	122,78	109,67							
23,75	0,26	0,08	B6	155,35	147,70	145,78	132,91	119,91	106,77						
23,75	0,19	0,08	B7	137,43	129,67	127,72	114,67	101,48	88,17						
23,75	0,11	0,00	B8	95,78	87,77	85,76	72,28	58,67	44,93						
28,75	0,26	0,38	A9	241,52	234,39	232,60	220,60	208,48	196,24	183,88					
28,75	0,19	0,31	A10	207,87	200,54	198,70	186,36	173,90	161,31	148,59					
28,75	0,11	0,38	A11	205,43	198,09	196,24	183,88	171,39	158,78	146,03					
33,75	0,26	0,24	A12	220,00	212,74	210,92	198,70	186,36	173,90	161,31	148,59				
33,75	0,19	0,31	A13	220,00	212,74	210,92	198,70	186,36	173,90	161,31	148,59				
38,75	0,26	0,24	A14	232,00	224,82	223,01	210,92	198,70	186,36	173,90	161,31	148,59			
38,75	0,19	0,16	A15	195,63	188,22	186,36	173,90	161,31	148,59	135,75	122,78	109,67			
38,75	0,11	0,16	A16	175,77	168,25	166,36	153,69	140,90	127,98	114,93	101,75	88,44			
43,75	0,26	0,08	A17	205,19	197,84	196,00	183,63	171,14	158,52	145,78	132,91	119,91	88,17		
43,75	0,19	0,08	A18	187,97	180,52	178,65	166,11	153,44	140,64	127,72	114,67	101,48	112,31		
48,75	0,36	0,00	A19	222,41	215,16	213,35	201,15	188,84	176,40	163,84	151,15	138,33	125,38	112,31	0,00
			Σ	3347,52	3204,56	3168,68	2855,85	2458,54	2042,49	1663,03	1081,74	706,42	325,86	201,15	0,00
			$\Delta\sigma$	6695,04	6409,11	6337,36	5711,70	4917,07	4084,98	3326,07	2163,48	1412,84	651,71	402,31	0,00
			$\Delta\sigma(\%)$	12,35	11,82	11,69	11,12	10,77	10,23	7,60	5,48	5,25	4,40	6,76	0,00

Perte de tension par glissement d'ancrage :

Après mise en tension on vient bloquer les ancrages. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage, lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînant un raccourcissement du câble donc une perte de tension.

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 .

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, « effet de recul d'ancrage » :

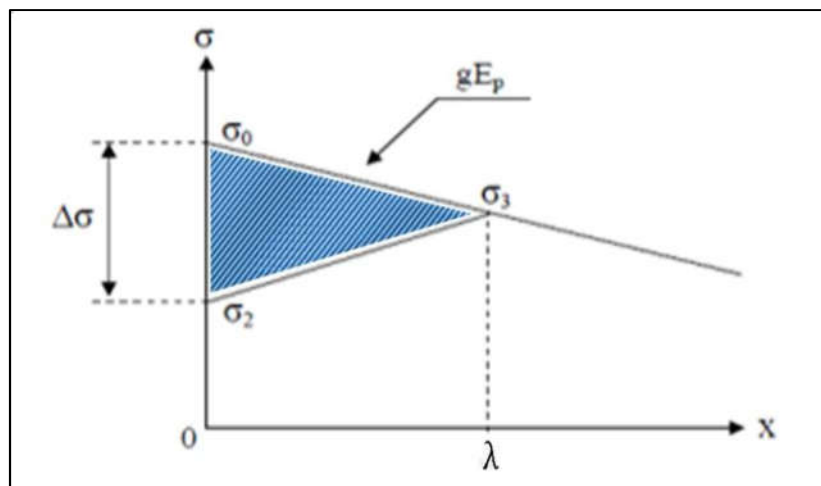


Figure VI-9 : Diagramme d'effet du recul d'ancrage

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 195\,000$ MPa ;
- λ = longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage
- L : longueur horizontale du câble ;
- g : glissement à l'ancrage $g = - \int_0^\lambda \frac{\Delta\sigma}{E_p} dx$, pour notre cas on le prend $g = 5$ mm ;
- σ_0 : Tension à l'origine = 1426.5 MPa.
- σ_2 : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

La longueur d'influence du glissement g est donnée par la formule suivante [7]:

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}} \quad \text{avec} \quad \psi = f \cdot \theta L + \varphi$$

Les pertes de tension à l'ancrage sont données par les formules suivantes pour chaque section :

$$\begin{cases} x < \lambda : & \Delta\sigma(x) = \Delta\sigma_0 \frac{(\lambda-x)}{\lambda} \\ x \geq \lambda : & \Delta\sigma(x) = 0 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \Delta\sigma_0 = 2 * \sigma_0 * \psi * \lambda$$

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

Tableau VI-10 : Paramètres de calcul de la perte par recul d'ancrage

Voussoir	Câble	L(m)	α (rad)	$\psi = f * \theta L + \varphi$	λ (m)
v2	C1	8,75	0,26	0,007943	10,16175
v3	C2	13,75	0,26	0,005782	11,91036
v3	C3	13,75	0,19	0,004764	13,12163
v4	B4	18,75	0,26	0,004773	13,10829
v4	B5	18,75	0,19	0,004027	14,27198
v5	B6	23,75	0,26	0,004189	13,99192
v5	B7	23,75	0,19	0,0036	15,09405
v5	B8	23,75	0,11	0,002926	16,74158
v6	A9	28,75	0,26	0,003809	14,67469
v6	A10	28,75	0,19	0,003322	15,71355
v6	A11	28,75	0,11	0,002765	17,22235
v7	A12	33,75	0,26	0,003541	15,21984
v7	A13	33,75	0,19	0,003126	16,19824
v8	A14	38,75	0,26	0,003342	15,666
v8	A15	38,75	0,19	0,002981	16,5883
v8	A16	38,75	0,11	0,002568	17,87234
v9	A17	43,75	0,26	0,003189	16,03832
v9	A18	43,75	0,19	0,002869	16,90924
v10	A19	48,75	0,36	0,003477	15,35888

Tableau VI-11 : Pertes dues au glissement d'ancrage

N° câble	Svp	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	sv11
C1	31,99	99,97	116,97	230,28								
C2	0,00	19,14	31,51	113,99	196,47							
C3	0,00	32,23	42,42	110,38	178,33							
B4	0,00	0,00	0,00	42,33	110,42	178,51						
B5	0,00	0,00	0,00	49,08	106,52	163,96						
B6	0,00	0,00	0,00	3,28	57,93	112,59	167,24					
B7	0,00	0,00	0,00	1,03	52,36	103,69	155,03					
B8	0,00	0,00	0,00	14,54	56,28	98,03	139,77					
A9	0,00	0,00	0,00	0,00	2,10	54,55	107,00	159,46				
A10	0,00	0,00	0,00	0,00	6,76	54,15	101,53	148,92				
A11	0,00	0,00	0,00	0,00	17,53	56,98	96,42	135,87				
A12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,22	52,73	103,24	153,75			
A13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,69	55,28	99,87	144,46			
A14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,35	54,02	101,70	149,37		
A15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13,51	56,03	98,54	141,06		
A16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,04	57,67	94,30	130,93		
A17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,45	54,93	100,42	145,90	
A18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15,63	56,55	97,47	138,39	
A19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,56	53,16	102,76	152,35
Σ	31,99	151,35	190,91	573,83	799,00	843,90	918,68	840,14	707,78	672,40	387,04	152,35
$\Delta\sigma$	63,98	302,69	381,82	1147,67	1598,00	1687,79	1837,37	1680,28	1415,56	1344,80	774,09	304,71
$\Delta\sigma_g(\%)$	0,12	0,56	0,70	2,23	3,50	4,23	4,85	6,36	7,27	12,71	10,13	10,68

Perte par Non simultanété de la mise en tension :

Lorsque dans un élément plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du b  ton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la $i^{\text{  me}}$ armature provoque un raccourcissement du béton au droit des $(i-1)^{\text{  me}}$ armatures tendues et par conséquent une diminution de leur force de traction.

La valeur moyenne des pertes dues à la non simultanété de la mise en tension par câble s'exprime par la formule suivante [7] :

$$\Delta\sigma_{ns}(x) = \frac{n-1}{2*n} * Ep * \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

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

Bien que relativement grossier, cette approximation n'a que peu d'importance dans la pratique car $\Delta\sigma_{ns}$ est toujours petit.

On aura donc :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} * Ep * \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \quad \text{Avec} \quad \frac{Ep}{E_{bi}} = \frac{195000}{39125.8} = 5$$

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 190\,000$ 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 :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

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 simultanété des mises en tension dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Tableau VI-12 : Pertes dues à la non simultanété de la mise en tension

Voussoir	Section	Nbr de Câbles	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$ (Mpa)	M (MN.m)	P- Δ P (MN)	e (encrage)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ (%)
Vp	Sp	38,00	6759,03	279,39	85,41	1,80	236,47	0,44
v1	Sv1	38,00	6711,81	277,62	85,49	1,60	165,28	0,30
v2	sv2	38,00	6719,18	270,03	85,48	1,50	180,25	0,33
v3	sv3	36,00	6859,37	221,39	80,09	1,27	172,40	0,34
v4	sv4	32,00	6515,07	176,29	70,44	1,03	161,15	0,35
v5	sv5	28,00	5772,77	134,98	61,50	0,90	157,04	0,39
v6	sv6	22,00	5163,43	97,86	47,20	0,77	100,16	0,32
v7	sv7	16,00	3843,77	65,51	34,16	0,75	53,87	0,24
v8	sv8	12,00	2828,41	38,62	25,72	0,60	56,68	0,33
v9	sv9	6,00	1996,51	18,06	11,81	0,71	11,13	0,13
v10	sv10	2,00	1176,39	4,85	3,02	0,60	0,78	0,03
1/2 Vsc	sv11	2,00	304,71	0,16	4,59	0,35	6,30	0,22

Somme des pertes instantanées :

Donc les pertes instantanées sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_s$$

Les valeurs dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-13 : Somme des pertes instantanées des câbles de fléau

Voussoir	Section	N réel	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Sigma\Delta\sigma_{inst}$	$\Sigma\%$
Vp	Sp	38,00	236,47	63,98	6695,04	6995,49	12,91
v1	Sv1	38,00	165,28	302,69	6409,11	6877,09	12,69
v2	sv2	38,00	180,25	381,82	6337,36	6899,43	12,73
v3	sv3	36,00	172,40	1147,67	5711,70	7031,77	13,69
v4	sv4	32,00	161,15	1598,00	4917,07	6676,22	14,63
v5	sv5	28,00	157,04	1687,79	4084,98	5929,81	14,85
v6	sv6	22,00	100,16	1837,37	3326,07	5263,59	13,77
v7	sv7	16,00	53,87	1680,28	2163,48	3897,63	13,08
v8	sv8	12,00	56,68	1415,56	1412,84	2885,09	13,85
v9	sv9	6,00	11,13	1344,80	651,71	2007,64	16,19
v10	sv10	2,00	0,78	774,09	402,31	1177,17	16,90
1/2 Vsc	sv11	2,00	6,30	304,71	0,00	311,01	10,90

VI.5.2 Les pertes différées :

Pertes dues au retrait de béton :

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

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut [7] : $\varepsilon_r (1 - r(t_0))$

Avec :

ε_r : Retrait final du béton, $\varepsilon_r = 2.10$ pour un climat humide comme celui de notre ouvrage.

$r(t)$: Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r.$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 2.10^{-4} \times 1.9.10^5 = 38 \text{ MPa}$$

Tableau VI-14 : Perte dues au retrait de béton

Section	Svp	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11
Nb de câbles	38	38	38	36	32	28	22	16	12	6	2	2
$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	1444	1444	1444	1368	1216	1064	836	608	456	228	76	76
(%)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66

Perte dues au fluage de béton :

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante.

Les pertes de précontraintes dues au fluage sont données par la formule suivante [7]:

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} (\sigma_M + \sigma_B)$$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

D'après les règlements B.P.E.L., [Réf 10] on estime que $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{bj}}$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

Tel que :

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.

Tableau VI-15 : Perte due au fluage du béton

Section	Nb réel	P (MN)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	ΔP (MN)	P- ΔP (MN)	M (MN.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e (m)	σ_b (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ %
Sp	38,00	97,57	6995,49	12,59	84,98	279,39	51,73	14,98	1,80	2,41	1144,60	2,11
Sv1	38,00	97,57	6877,09	12,38	85,19	277,62	51,73	14,98	1,60	1,69	804,83	1,48
sv2	38,00	97,57	6899,43	12,42	85,15	270,03	49,11	14,66	1,50	1,85	877,37	1,62
sv3	36,00	92,44	7031,77	12,66	79,78	221,39	34,55	12,68	1,27	1,88	844,46	1,64
sv4	32,00	82,17	6676,22	12,02	70,15	176,29	24,16	10,93	1,03	1,97	789,99	1,73
sv5	28,00	71,90	5929,81	10,67	61,22	134,98	16,90	9,42	0,90	2,20	769,55	1,93
sv6	22,00	56,49	5263,59	9,47	47,01	97,86	11,92	8,13	0,77	1,79	492,22	1,57
sv7	16,00	41,08	3897,63	7,02	34,07	65,51	8,60	7,09	0,75	1,33	265,33	1,16
sv8	12,00	30,81	2885,09	5,19	25,62	38,62	6,46	6,27	0,60	1,87	279,94	1,64
sv9	6,00	15,41	2007,64	3,61	11,79	18,06	5,14	5,69	0,71	0,74	55,23	0,65
sv10	2,00	5,14	1177,17	2,12	3,02	4,85	4,44	5,34	0,60	0,15	3,87	0,14
sv11	2,00	5,14	311,01	0,56	4,58	0,16	4,22	5,22	0,35	1,26	31,41	1,10

Perte dues à la relaxation des armatures :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimé par $\rho_{1000} = 2,5\%$ pour des aciers T.B.R. (Très Basse Relaxation).

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante : [7]

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi}(x)$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$\mu_0 = 0.43$ pour les aciers T.B.R 12T15.

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

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa.}$$

σ_{pi} : La contrainte dans le câble après pertes instantanées.

Tableau VI-16 : Perte dues à la relaxation des armatures

Section	Nbr réel	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	(%)
Sp	38,00	6995,49	47211,51	1826,99	3,37
Sv1	38,00	6877,09	47329,91	1836,24	3,39
sv2	38,00	6899,43	47307,57	1834,49	3,38
sv3	36,00	7031,77	44322,23	1608,46	3,13
sv4	32,00	6676,22	38971,78	1240,53	2,72
sv5	28,00	5929,81	34012,19	942,09	2,36
sv6	22,00	5263,59	26119,41	551,67	1,76
sv7	16,00	3897,63	18926,37	286,30	1,25
sv8	12,00	2885,09	14232,91	159,63	0,93
sv9	6,00	2007,64	6551,36	31,54	0,37
sv10	2,00	1177,17	1675,83	1,26	0,04
sv11	2,00	311,01	2541,99	3,75	0,13

Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées est de :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_s$$

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule suivante :

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

Donc les pertes totales sont de :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

Tableau VI-17 : Pertes totales de précontraintes

Voussoir	Section	N réel	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	5/6 $\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (%)
Vp	Sp	38,00	6695,04	63,98	236,47	1444,00	228,92	1522,49	10190,90	18,79
v1	sv1	38,00	6409,11	302,69	165,28	1444,00	160,97	1530,20	10012,26	18,47
v2	sv2	38,00	6337,36	381,82	180,25	1444,00	175,47	1528,74	10047,65	18,54
v3	sv3	36,00	5711,70	1147,67	172,40	1368,00	168,89	1340,39	9909,05	19,30
v4	sv4	32,00	4917,07	1598,00	161,15	1216,00	158,00	1033,77	9083,99	19,90
v5	sv5	28,00	4084,98	1687,79	157,04	1064,00	153,91	785,07	7932,79	19,86
v6	sv6	22,00	3326,07	1837,37	100,16	836,00	98,44	459,73	6657,77	19,76
v7	sv7	16,00	2163,48	1680,28	53,87	608,00	53,07	238,58	4797,28	18,15
v8	sv8	12,00	1412,84	1415,56	56,68	456,00	55,99	133,03	3530,11	19,08
v9	sv9	6,00	651,71	1344,80	11,13	228,00	11,05	26,28	2272,97	19,87
v10	sv10	2,00	402,31	774,09	0,78	76,00	0,77	1,05	1254,99	19,74
1/2 Vsc	sv11	2,00	0,00	304,71	6,30	76,00	6,28	3,12	396,41	13,89

VI.6 Vérification 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. Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.}{I} v' - \frac{M}{I} v' \geq \sigma'_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.}{I} v + \frac{M}{I} v \leq \sigma'_{bc}$$

σ'_{bc} : Contrainte admissible de compression.

σ'_{bt} : Contrainte admissible de traction.

VI.6.1 En construction :

Fibre supérieure :

Tableau VI-18 : Vérification des contraintes normales dans la fibre supérieure

Voussoir	Section	X (m)	Nbre Câbles	P (MN)	$\Delta\sigma$ (MPa)	ΔP (MN)	P- ΔP (MN)	M _{Total} (MN.m)	P/A (MPa)	$\frac{M * V_{sup}}{I}$ (MPa)	$\frac{P.e.V_{sup}}{I}$ (MPa)	σ_{sup} (MPa)
Vp	Sp	0,00	38,00	97,66	10190,90	18,34	79,32	279,39	6,52	14,77	8.06	-0.09
v1	Sv1	3,00	38,00	97,66	10012,26	18,02	79,64	277,62	6,52	12,57	6.05	-0.01
v2	sv2	3,75	38,00	97,66	10047,65	18,09	79,57	270,03	6,66	12,63	5.80	-0.10
v3	sv3	8,75	36,00	92,52	9909,05	17,84	74,68	221,39	7,30	12,94	5.54	-0.11
v4	sv4	13,75	32,00	82,24	9083,99	16,35	65,89	176,29	7,52	12,98	5.31	-0.15
v5	sv5	18,75	28,00	71,96	7932,79	14,28	57,68	134,98	7,64	12,61	4.90	-0.06
v6	sv6	23,75	22,00	56,54	6657,77	11,98	44,56	97,86	6,95	11,61	4.56	-0.11
v7	sv7	28,75	16,00	41,12	4797,28	8,64	32,48	65,51	5,80	9,83	3.8	-0.12
v8	sv8	33,75	12,00	30,84	3530,11	6,35	24,49	38,62	4,92	7,22	2.21	-0.09
v9	sv9	38,75	6,00	15,42	2272,97	4,09	11,33	18,06	2,71	4.10	1.33	-0.07
v10	sv10	43,75	2,00	5,14	1254,99	2,26	2,88	4,85	0,96	1,29	0.25	-0.07
1/2 Vsc	sv11	48,75	2,00	5,14	396,41	0,71	4,43	0,16	0,98	0.00	0.41	0.09

Fibre inférieure :

Tableau VI-19 : Vérification des contraintes normales dans la fibre inférieure

Voussoir	Section	X (m)	Nbre Câbles	P (MN)	$\Delta\sigma$ (MPa)	ΔP (MN)	P- ΔP (MN)	M _{Total} (MN.m)	P/A (MPa)	$\frac{M * V_{inf}}{I}$ (MPa)	$\frac{P.e.V_{inf}}{I}$ (MPa)	σ_{inf} (MPa)
vp	Sp	0,00	38,00	97,66	10190,90	18,34	79,32	279,39	6,52	15,10	9.27	12.34
v1	Sv1	3,00	38,00	97,66	10012,26	18,02	79,64	277,62	6,52	14,99	8.24	13.26
v2	sv2	3,75	38,00	97,66	10047,65	18,09	79,57	270,03	6,66	15.10	8.00	13.76
v3	sv3	8,75	36,00	92,52	9909,05	17,84	74,68	221,39	7,30	15,69	8.14	14.85
v4	sv4	13,75	32,00	82,24	9083,99	16,35	65,89	176,29	7,52	15,96	7.51	15.97
v5	sv5	18,75	28,00	71,96	7932,79	14,28	57,68	134,98	7,64	15,67	7.31	16.00
v6	sv6	23,75	22,00	56,54	6657,77	11,98	44,56	97,86	6,95	14,54	6.31	15.18
v7	sv7	28,75	16,00	41,12	4797,28	8,64	32,48	65,51	5,80	12,32	5.60	12.52
v8	sv8	33,75	12,00	30,84	3530,11	6,35	24,49	38,62	4,92	8,99	4.16	9.77
v9	sv9	38,75	6,00	15,42	2272,97	4,09	11,33	18,06	2,71	5.01	2.89	4.83
v10	sv10	43,75	2,00	5,14	1254,99	2,26	2,88	4,85	0,96	1,53	0.90	1.59
1/2 Vsc	sv11	48,75	2,00	5,14	396,41	0,71	4,43	0,16	0,98	0.00	0.55	0.43

VI.6.2 En service (en charge) :

Tableau VI-20 : Vérification des contraintes normales en service (en charge)

Section	X (m)	M (MN.m)	N câbles de fléau	N câbles de cont	Précte de Fléau (MN)	Précte de Cont (MN)	S(m ²)	I (m ⁴)	V _{inf} (m)	V _{sup} (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
Sp	0,00	-208,86	38,00	0,00	79,32	0,00	14,98	51,73	2,73	2,67	1,80	0,00	1,06	9,62
Sv1	3,00	-206,18	38,00	0,00	79,64	0,00	14,98	51,73	2,73	2,29	1,60	0,00	1,13	10,31
sv2	3,75	-196,11	38,00	0,00	79,57	0,00	14,66	49,11	2,68	2,25	1,50	0,00	1,19	10,49
sv3	8,75	-156,64	36,00	0,00	74,68	0,00	12,68	34,55	2,39	1,97	1,27	0,00	1,43	11,30
sv4	13,75	-140,51	32,00	0,00	65,89	0,00	10,93	24,16	2,13	1,73	1,03	0,00	0,20	13,20
sv5	18,75	-128,45	28,00	0,00	57,68	0,00	9,42	16,90	1,91	1,54	0,90	0,00	-0,10	15,75
sv6	23,75	-65,87	22,00	0,00	44,56	0,00	8,13	11,92	1,72	1,37	0,77	0,00	1,48	10,48
sv7	28,75	-16,07	16,00	0,00	32,48	0,00	7,09	8,60	1,57	1,25	0,75	0,00	5,32	3,67
sv8	33,75	22,33	12,00	8,00	24,49	12,89	6,27	6,46	1,44	1,16	0,60	1,20	8,98	2,06
sv9	38,75	50,29	6,00	16,00	11,33	29,26	5,69	5,14	1,36	1,11	0,71	1,30	11,21	0,48
sv10	43,75	68,48	2,00	20,00	2,88	41,12	5,34	4,44	1,31	1,10	0,60	1,35	12,74	0,01
sv11	48,75	77,24	2,00	22,00	4,43	46,90	5,22	4,22	1,29	1,11	0,35	1,20	16,35	0,08
sv12	50,00	81,25	0,00	24,00	0,00	47,32	5,22	4,22	1,29	1,11	0,00	1,30	15,11	0,01

D'après les valeurs des contraintes dans les trois tableaux précédents, on constate que les valeurs des contraintes aux fibres extrêmes restent toujours inférieures aux valeurs des contraintes admissibles (toutes les contraintes de traction tendent vers 0, et $\sigma_{\max} = 16.35$ MPa < $\sigma'_{bc} = 21$ MPa).

VI.7 Conclusion :

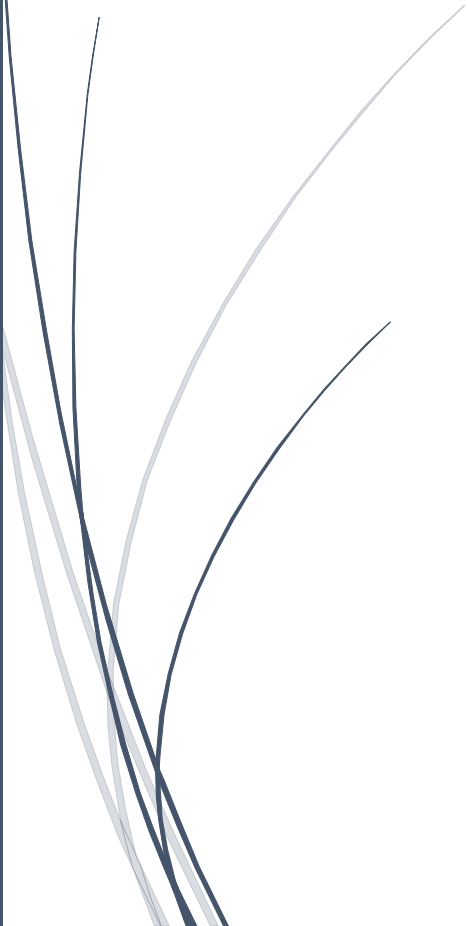
L'étude de la précontrainte nous a permis de déterminer le nombre de câbles de fléau et de continuité, ces câbles sont interrompus progressivement dans chaque nouveau voussoir en subissant des déviations en plan et en élévation.

Les câbles de précontrainte subissent des pertes instantanées et différées estimées au début de l'étude à 20% de leurs tensions d'origines, ces derniers sont restés inférieurs à leurs estimations après la vérification avec une perte totale maximale de 19.90%.

Les contraintes normales engendrées par les charges extérieures ainsi que par les efforts de précontraintes et qui doivent rester inférieures aux valeurs des contraintes admissibles de traction et de compression de béton, sont vérifiées pour le cas de notre ouvrage.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT



VII.1 Introduction :

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celle de l'âme. Les tables supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte. En cas de vibration, par l'aiguille vibrante, il faut prévoir des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

La justification du tablier sous les sollicitations tangentes consiste à vérifier que les contraintes de cisaillement sont admissibles en tout point de manière à réduire la probabilité de fissuration.

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

- De construction du fléau;
- D'exploitation :
 - A vide;
 - En charge.

VII.2 Calcul de l'effort tranchant :

Les calculs des efforts tranchants pour les trois phases seront effectués sur les différentes sections du tablier.

VII.2.1 En construction :

Tableau VII-1 : Effort tranchant en construction

Sections	X (m)	V _{Totale} (MN)
Sp	0	11.65
Sv1	3	10.46
Sv2	3.75	10.35
Sv3	8.75	9.64
Sv4	13.75	9.40
Sv5	18.75	8.58
Sv6	23.75	7.67
Sv7	28.75	6.63
Sv8	33.75	5.44
Sv9	38.75	4.05
Sv10	43.75	2.45
Sv11	48.75	0.10

VII.2.2 En service :

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 CSI Bridge sous la combinaison à l'ELS ($G+1.2A(L)+0.5\Delta\theta$).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Effort tranchant en service

Sections	X (m)	V_{Totale} (MN) en charge
Sp	0	20.74
Sv1	3	19.07
Sv2	3.75	19.39
Sv3	8.75	15.94
Sv4	13.75	12.91
Sv5	18.75	10.09
Sv6	23.75	7.83
Sv7	28.75	6.24
Sv8	33.75	4.38
Sv9	38.75	4.08
Sv10	43.75	2.73
Sv11	48.75	0.61

VII.2.3 Effort tranchant dû à la précontrainte :

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 : Effort normal de précontrainte. Compte tenu de l'inclinaison du câble.

V_P : Effort tranchant de précontrainte.

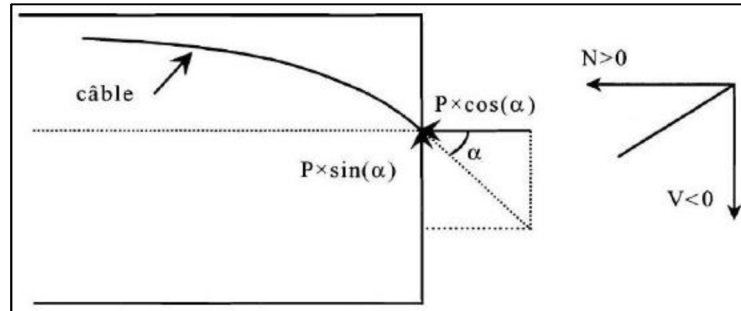


Figure VII-1 : Effort tranchant dû à la précontrainte

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.

VII.2.4 Effort tranchant dû à la courbure du tablier (Effet RESAL) :

Elle est due à la variation de la hauteur du tablier avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné avec une pente de (dh/dx) . Près de l'appui (l'encastrement), l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures s'annule avec la composante verticale de cet effort de compression qui vaut [8] :

$$V_{\text{resal}} = \frac{M}{Z} * \frac{dh(x)}{dx}$$

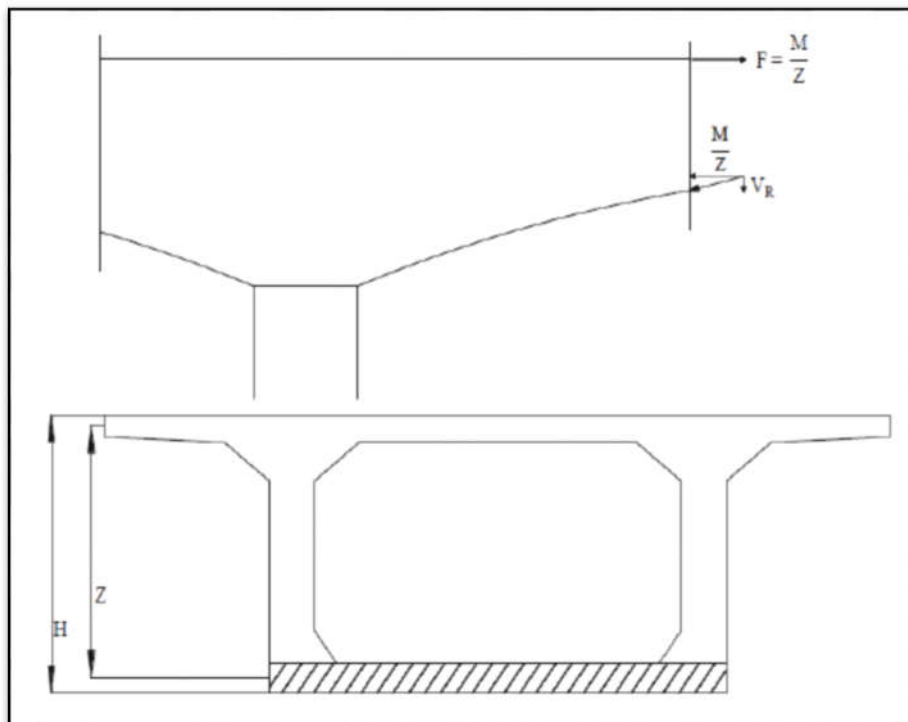


Figure VII-2 : Effet RESAL dans les ponts à inertie variable

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{n_f * P_0}{S} + \frac{M}{I} \left(v - \frac{e_{\text{inf}}}{2} \right)$$

Avec :

n_f : Nombre de câble.

P_0 : Effort de précontrainte.

S : Section de voussoir considérée.

I : Moment d'inertie du voussoir considéré.

v : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

M : Moment total des voussoirs.

e_{inf} : Épaisseur de hourdis inférieur.

La correction de RESAL donne : $V_{\text{resal}} = \sigma_{\text{inf}} \cdot B \cdot e_{\text{inf}} \cdot \sin \Phi$

Avec :

B : Largeur de l'hourdi inférieur.

Φ : Tang $\Phi = \frac{dh(x)}{dx}$

VII.3 Effort tranchant réduit :

L'effort tranchant total réduit $V_{\text{réd}}(x)$ dans une section est donné par :

$$V_{\text{réd}}(x) = V_{\text{Totale}}(x) - V_{\text{resal}}(x) - V_P(x)$$

Avec :

$V_{\text{Totale}}(x)$: effort tranchant dû aux charges extérieures (Permanent et exploitation);

$V_{\text{resal}}(x)$: effort tranchant dû à l'effet RESEL ;

$V_P(x)$: effort tranchant dû à la précontrainte.

VII.4 Cisaillement :

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.4.1 Calcul des contraintes :

Pour un ouvrage classique à deux âmes le cisaillement d'effort tranchant τ s'écrit comme suit [2] :

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

Avec :

$\tau(y)$: contrainte de cisaillement le long d'un axe y ;

V_{red} : effort tranchant réduit, appliqué à la section ;

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal de la section ;

$S(y)$: moment statique calculé par rapport à l'axe G de la partie de la section située au-dessus ou au-dessous de l'axe y ;

b_n : largeur nette de la section de l'âme.

Remarque : (I/S) est prise égale à $(0,8 \times h)$ où h représente la hauteur du caisson.

L'expression de la contrainte de cisaillement devient :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8h \times b_n}$$

VII.4.2 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On vérifie les risques de fissuration du béton en se référant aux règles utilisées par le BPEL [2] pour 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), $f_{t28}=2,7 \text{ MPa}$.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours), $f_{c28}=35 \text{ MPa}$

σ_x : contrainte normale du béton à l'axe G .

Les tableaux suivants donnent les valeurs de l'effort tranchant réduit dans la phase de construction du fléau et la phase d'exploitation : à vide et en charge ainsi que la vérification des contraintes tangentielles par rapport aux contraintes admissibles, les détails se trouvent dans l'annexe C :

Tableau VII-3 : Vérification du cisaillement en construction

Sections	X	V _{Totale}	V _p	V _{resal}	V _{réd}	τ	τ_1	τ_2
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sp	0.00	11.65	0.00	4.32	7.33	1.85	2.76	3.97
Sv1	3.00	10.46	0.00	1.19	9.27	1.58	2.76	3.97
Sv2	3.75	10.35	0.00	1.06	9.29	1.48	2.77	3.97
Sv3	8.75	9.64	1.32	0.42	7.90	1.62	2.86	4.00
Sv4	13.75	9.40	1.94	0.39	7.07	1.85	2.89	4.01
Sv5	18.75	8.58	1.94	0.39	6.25	1.10	2.90	4.01
Sv6	23.75	7.67	1.69	0.34	5.64	1.85	2.81	3.99
Sv7	28.75	6.63	1.69	0.24	4.71	1.60	2.66	3.92
Sv8	33.75	5.44	1.94	0.15	3.35	1.32	2.54	3.85
Sv9	38.75	4.05	1.69	0.06	2.31	1.26	2.21	3.57
Sv10	43.75	2.45	1.94	0.01	0.51	0.97	1.90	3.21
Sv11	48.75	0.10	0.00	0.00	0.10	0.08	1.90	3.22

Tableau VII-4 : Vérification du cisaillement en service (en charge)

Sections	X	V _{Totale}	V _p	V _{resal}	V _{réd}	τ	τ_1	τ_2
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sp	0.00	20.74	0.00	5.72	15.02	2.70	2.76	3.97
Sv1	3.00	19.70	0.00	3.80	15.90	2.38	2.76	3.97
Sv2	3.75	19.39	0.00	2.91	16.50	2.17	2.77	3.97
Sv3	8.75	15.94	1.32	1.14	13.50	1.98	2.86	4.00
Sv4	13.75	12.91	1.94	0.86	10.12	1.63	2.89	4.01
Sv5	18.75	10.09	1.94	0.55	7.60	1.66	2.90	4.01
Sv6	23.75	7.83	1.69	0.40	5.74	1.40	2.81	3.99
Sv7	28.75	6.24	1.69	0.07	4.48	1.12	2.66	3.92
Sv8	33.75	4.38	1.94	0.05	2.39	0.78	2.54	3.85
Sv9	38.75	4.08	1.69	0.01	2.37	0.75	2.21	3.57
Sv10	43.75	2.73	1.94	0.01	0.78	0.66	1.90	3.21
Sv11	48.75	0.61	0.00	0.00	0.61	0.52	1.90	3.22
Sv12	50.00	0.10	0.00	0.00	0.1	0.39	1.89	3.20

Tableau VII-5 : Vérification du cisaillement en service (à vide)

Sections	X	V _{Totale}	V _p	V _{resal}	V _{réd}	τ	τ_1	τ_2
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sp	0.00	13.54	0.00	5.31	8.23	1.78	2.76	3.97
Sv1	3.00	12.23	0.00	4.01	8.22	1.67	2.76	3.97
Sv2	3.75	11.90	0.00	3.29	8.61	1.81	2.77	3.97
Sv3	8.75	9.93	1.32	3.01	5.60	1.71	2.86	4.00
Sv4	13.75	8.25	1.94	2.34	3.97	1.78	2.89	4.01
Sv5	18.75	6.79	1.94	2.32	2.53	1.67	2.90	4.01
Sv6	23.75	5.52	1.69	1.88	1.95	1.89	2.81	3.99
Sv7	28.75	5.30	1.69	0.31	3.30	0.22	2.66	3.92
Sv8	33.75	3.89	1.94	0.25	1.70	0.35	2.54	3.85
Sv9	38.75	4.10	1.69	0.21	2.2	0.46	2.21	3.57
Sv10	43.75	2.80	1.94	0.18	0.68	0.38	1.90	3.21
Sv11	48.75	0.55	0.00	0.08	0.48	0.047	1.90	3.22
Sv12	50.00	0.33	0.00	0	0.33	0.02	1.89	3.20

Les contraintes tangentielles calculées (τ) dans les trois phases restent inférieures aux contraintes admissibles, donc l'effort tranchant est vérifié.

VII.4.3 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales, et d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\operatorname{tg}(2\beta_u) = 2\tau_u / \sigma_x, \text{ avec } \beta_u > 30^\circ ;$$

σ_x : représente la contrainte normale au niveau de G ; $\sigma_x = (P/2)/B$;

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ; $\tau_u = V_{u,red} / (z \cdot B_n)$

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 3 m

$\sigma_x = 3.25$ MPa

$z = 3,45$ m

$b_n = 1.78$ m

$V_{u,red} = 19,31$ MPa

$\tau_u = 3,14$ MPa

$\beta_u = 31^\circ$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$A_t \times f_e / (b_n \times S_t \times \gamma_s) > (\tau_u - f_{tj} / 3) \times \operatorname{tg} \beta_u$$

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : $x = 3\text{m}$

$$\tau_u = 3,14 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa ;}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

$$b_n = 1,78 \text{ m ;}$$

$$\beta_u = 31^\circ.$$

$$(A_t/S_t) > 68.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le pourcentage minimum à disposer :

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$(A_t/S_t) > 0.6 \times b_n \times \gamma_s / f_e$$

$$(A_t/S_t) > 30.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq f_{c28} / (4 \times \gamma_b) ;$$

$$\tau_u \leq 35/6 = 5.83 \text{ MPa} : \text{Ce qui est vérifié.}$$

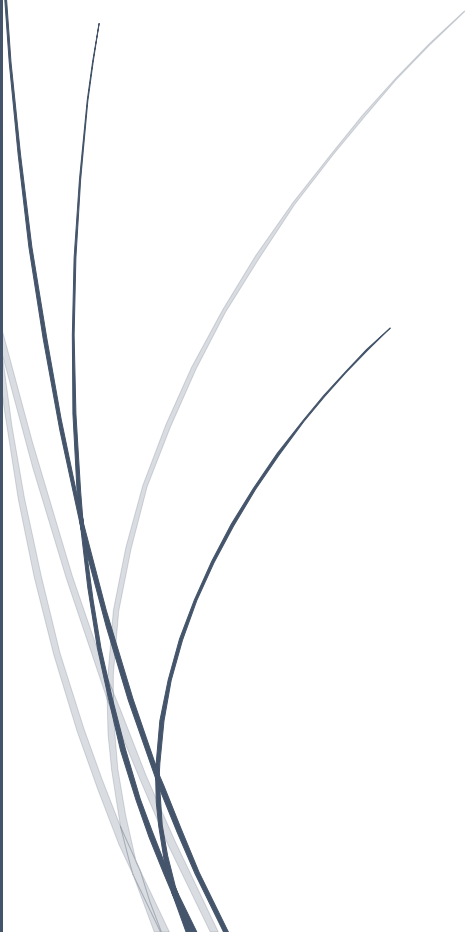
VII.5 CONCLUSION :

Suite à l'étude de l'effort tranchant, les âmes qui représentent la partie résistante à l'effort tranchant sont bien dimensionnées car les contraintes tangentielles ont été vérifiées et restent inférieures aux contraintes admissibles.



CHAPITRE VIII

ETUDE TRANSVERSALE



VIII.1 Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), grâce à sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieure et inférieure.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses : La section sur pile et à la clé (les moments de flexions y sont max). Ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteur extrêmes.

VIII.2 Zones de justification :

Dans la section du tablier, les principales sections à justifier sont les suivantes :

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

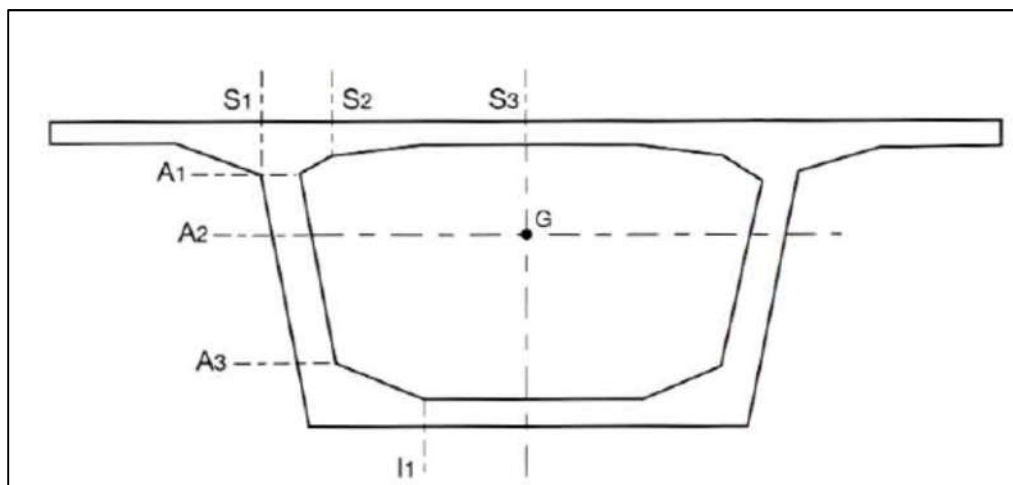


Figure VIII-1 : Section transversale et zones de justification

VIII.3 Justification 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 [1], en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

VIII.3.1 Présentation du logiciel :

Le système Robot Structural Analysis est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure suivant les différentes normes internationales existantes.

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, éléments volumiques... Il permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques)

Robot Structural Analysis permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

VIII.3.2 Modélisation :

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.

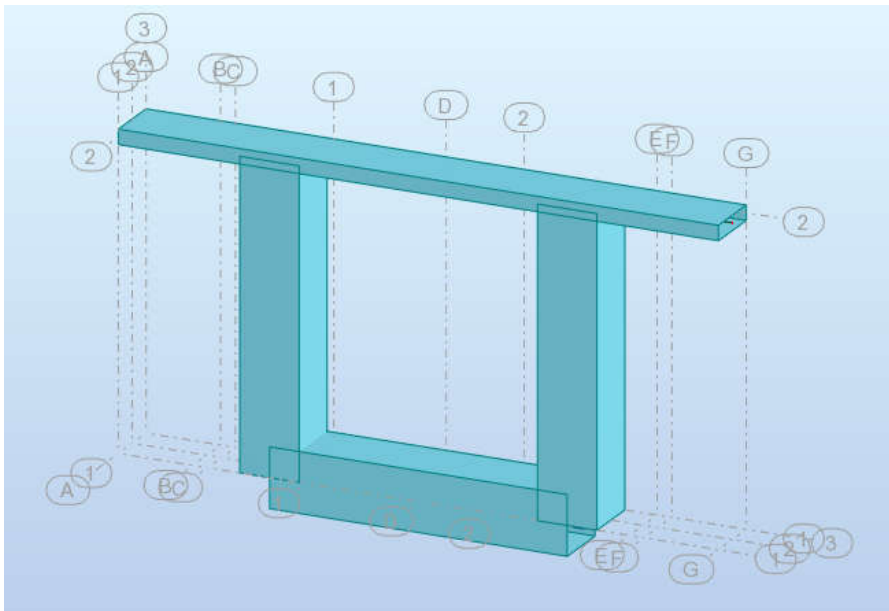


Figure VIII-2 : Model de la section transversale sur pile

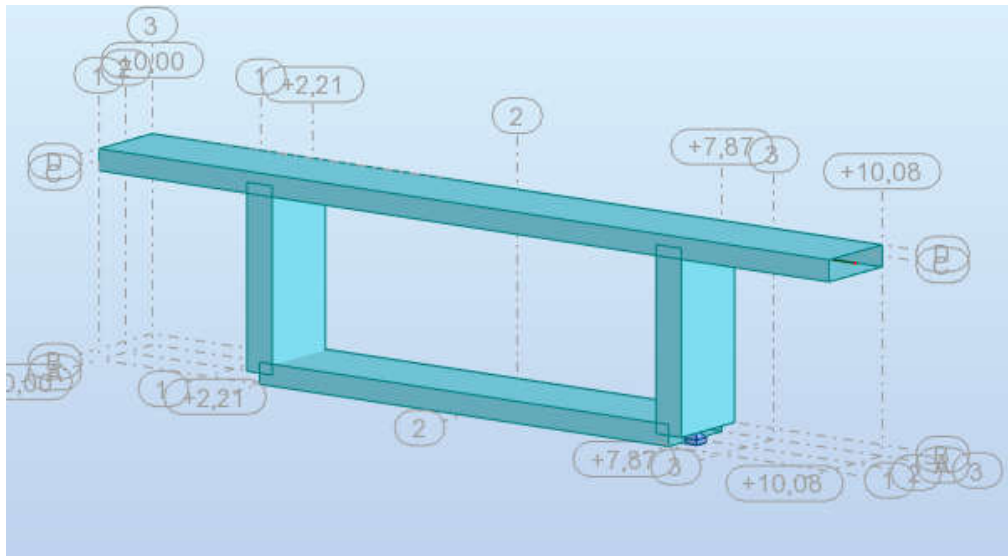


Figure 9 : Model de la section transversale au niveau de clavage

VIII.3.3 Charges appliquées aux voussoirs :

Charges permanentes :

Tableau VIII-1 : Valeurs des charges permanentes

Charges	Valeur et zone d'application
Poids Propre	Prise automatiquement par le logiciel.
Trottoir	6.25 KN/m ² Appliquée sur les deux zone de trottoir
Revêtement	2.2 KN/m ² Appliquée sur un rectangle de 7.58m × 1m de la zone roulable.
Corniche	3.15 KN/ m Appliquée sur les deux extrémités.
Barrières de sécurité	1,2 KN/m Appliquée sur les deux extrémités.
Garde de corps	2 KN/m Appliquée sur les deux extrémités.

Charges dues au trafic :

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

Tableau VIII-2 : Valeurs des charges dues au trafic

Charges	Valeurs et zones d'applications
Al	6.91 KN/m ² Appliquée sur un rectangle de 7.58m × 1m de la zone roulable.
Bc	60 KN Appliquée transversalement pour chaque roue des deux camions.
Mc120	90.16 KN Repartie sur un carré de 1m × 1m pour chaque chenille.
D240	40.32 KN/m ² Répartie sur un rectangle de 3.2m × 1m.

VIII.3.4 Combinaisons et efforts :

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

Tableau VIII-3 : Combinaisons de charges à prendre en compte

Cas de charge	Combinaison
ELU Al	1.35G+1.6(Al+St)
ELU Bc	1.35G+1.6(Bc+St)
ELU Mc120	1.35G+1.35Mc120
ELU D240	1.35G+1.35D240
ELS Al	G+1.2(Al+St)
ELS Bc	G+1.2(Bc+St)
ELS Mc120	G+Mc120
ELS D240	G+D240

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 [4].

VIII.4 Résultats de l'analyse :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

VIII.4.1 Voussoir sur pile :

Moment Fléchissant :

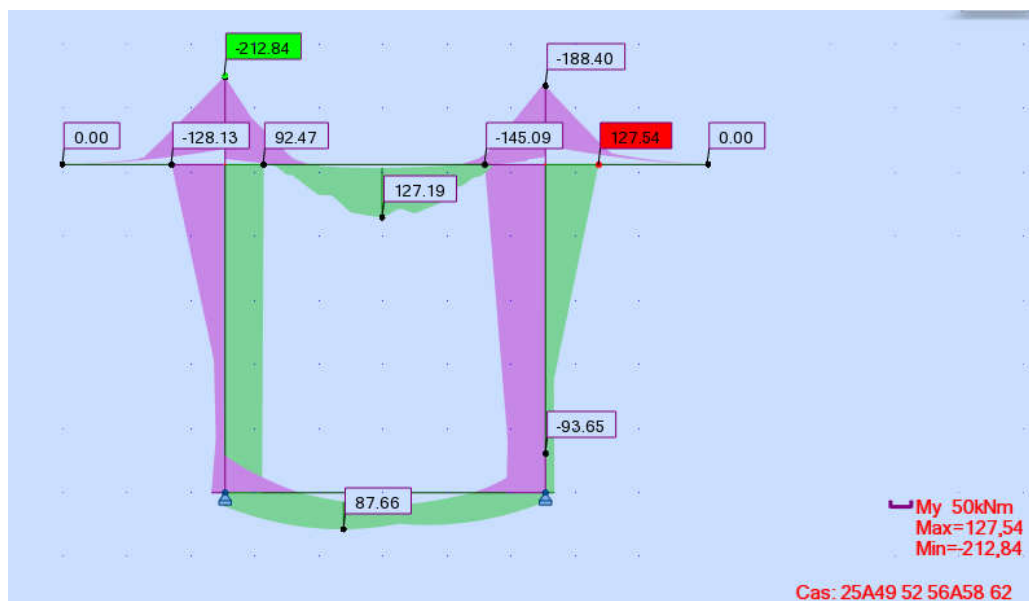


Figure VIII-4 : Moment fléchissant à l'ELU (voussoir sur pile)

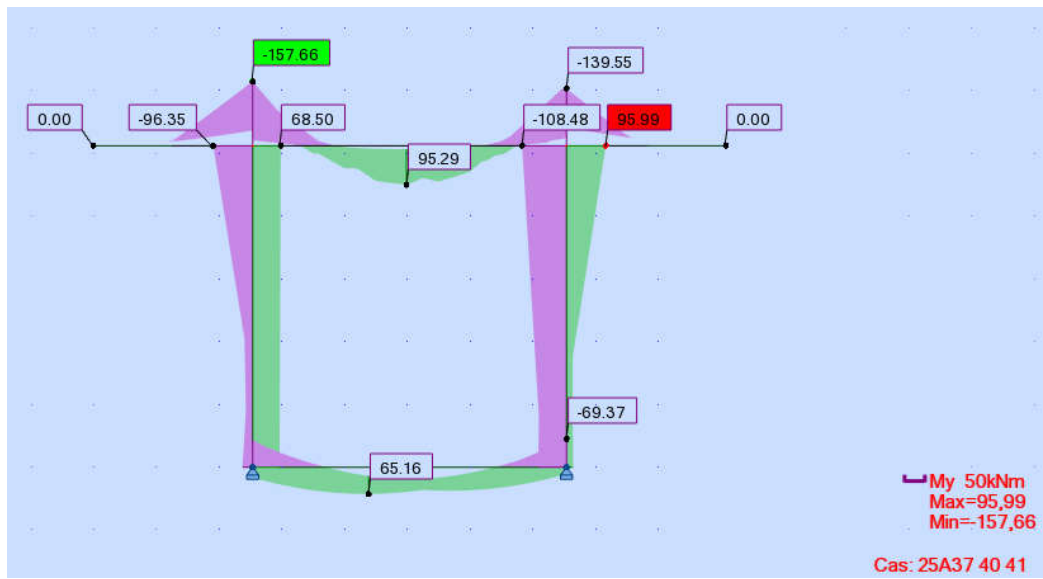


Figure VIII-5 : Moment fléchissant à l'ELS (voussoir sur pile)

Effort normal :

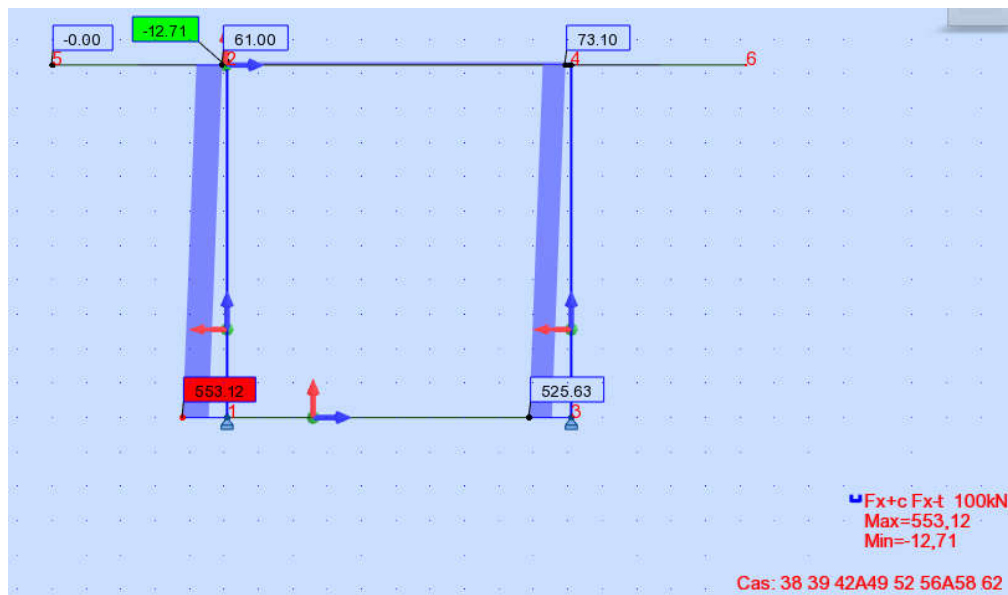


Figure VIII-6 : Effort normal à l'ELU (voussoir sur pile)

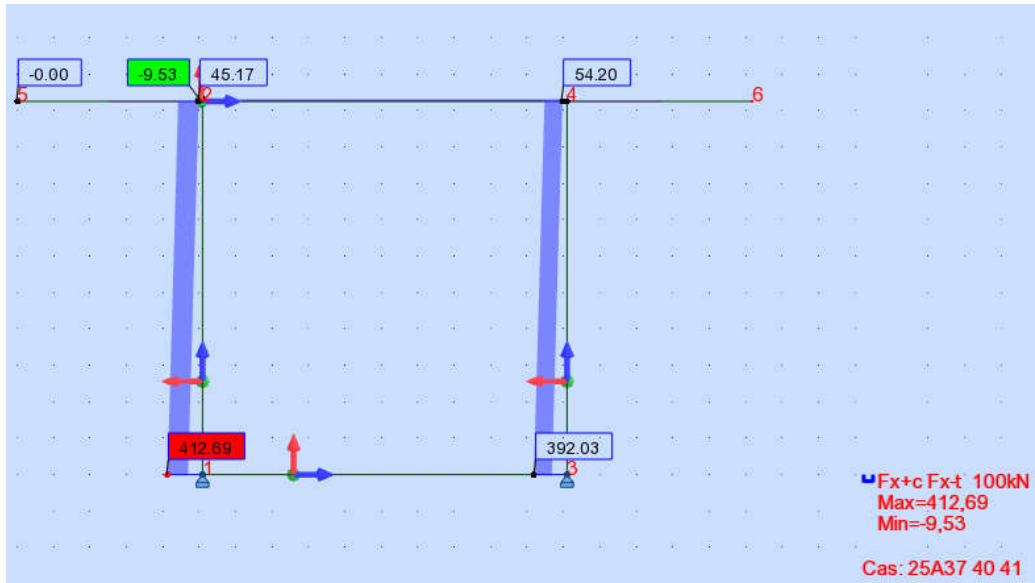


Figure VIII-7 : Effort normale à l'ELS (voussoir sur pile)

VIII.4.2 Voussoir de clavage :

Moment fléchissant :

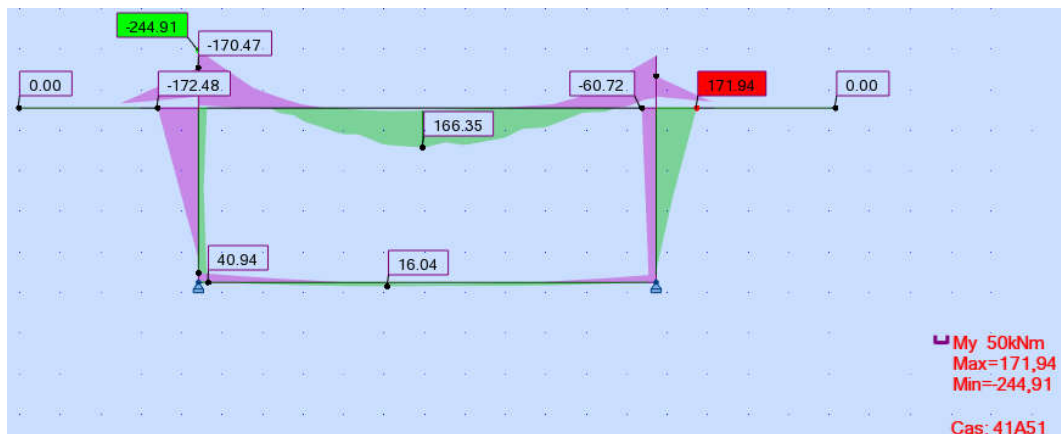


Figure VIII-8 : Moment fléchissant à l'ELU (voussoir de clavage)

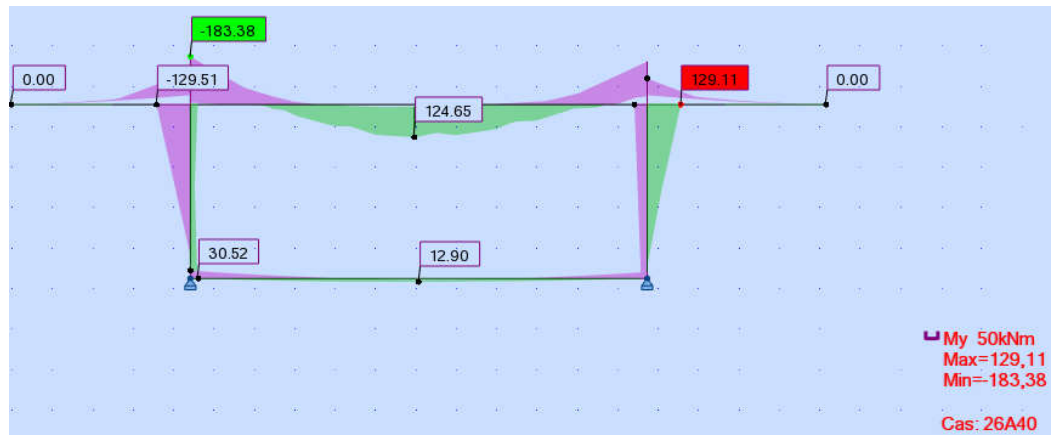


Figure VIII-9 : Moment fléchissant à l'ELS (voussoir de clavage)

Effort normal :

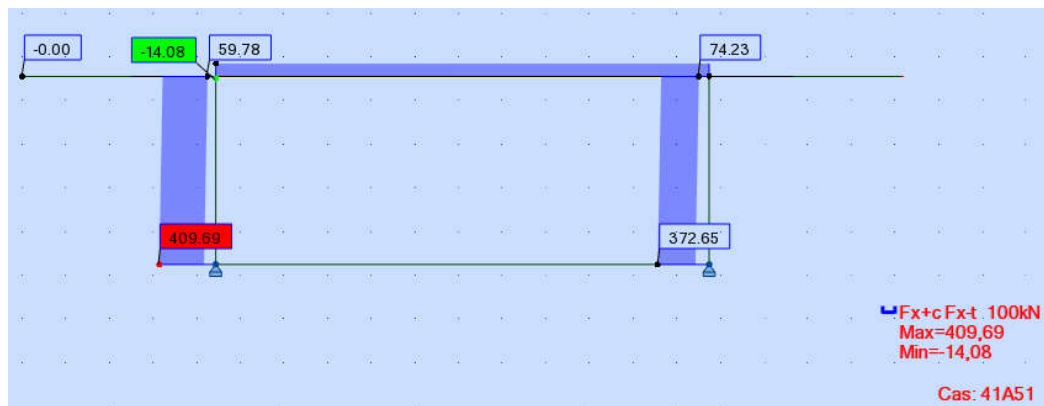


Figure VIII-10 : Effort normale à l'ELU (voussoir de clavage)

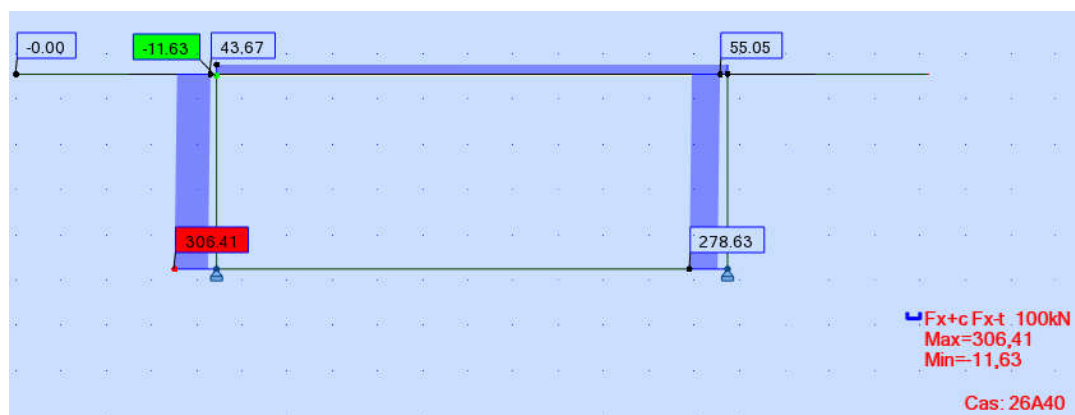


Figure VIII-11 : Effort normale à l'ELS (voussoir de clavage)

VIII.5 Ferrailage de la section transversale :

Le ferrailage des voussoirs est calculé en utilisant le programme [EXPERT 2010], qui permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles [BAEL 91] à l'état limite ultime ;
- Vérification des contraintes à l'état limite de service ;
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Dans la phase de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple ;
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

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 est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} > 0.23 \times (b \times d \times f_{t28} / f_e)$$

Avec :

b : largeur de la section prise égale à 1m ;

d : hauteur utile ;

f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28 jours ;

f_e : limite élastique des aciers qui vaut 400 MPa.

VIII.5.1 Ferrailage du voussoir sur pile :

Ferrailage de l'hourdi supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

Tableau VIII-4 : Armature de l'hourdi supérieur du voussoir sur pile

			Ferrailage	
	Moments		$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$
ELU	M_{max} (KN.m)	127.19	0	18.9
	M_{min} (KN.m)	-212.84	34	0
ELS	M_{max} (KN.m)	95.29	0	23.3
	M_{min} (KN.m)	-157.66	40.3	0
	Section d'acier		40.3	23.3
Ferrailage adopté			9HA25	7HA20

$$A_{min} > 0.23 \times 1 \times 0.25 \times 2.7 / 400$$

$$A_{min} > 3.7 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ **Armatures principales (sens transversale)**

$$A_{sup} = 44.15 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 9\text{HA}25/\text{ml.}$$

$$A_{inf} = 24.11 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } 7\text{HA}20/\text{ml.}$$

➤ Armatures de répartition (sens longitudinale)

$A_{sl} > A_{st}/3$;

$A_{sup} = 15.82 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 14HA12/ml.

$A_{inf} = 9.04 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 8HA12/ml.

Ferraillage de l'hourdi inférieur :

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

Tableau VIII-5 : Armature de l'hourdi inférieur du voussoir sur pile

			Ferraillage	
	Moments		$A_{sup}(\text{cm}^2)$	$A_{inf}(\text{cm}^2)$
ELU	M_{max} (KN.m)	87.66	0	13
	M_{min} (KN.m)	-148	13	0
ELS	M_{max} (KN.m)	65.16	0	13
	M_{min} (KN.m)	-108.48	13	0
	Section d'acier		13	13
Ferraillage adopté			12HA12	12HA12

$A_{min} > 0.23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.7/400$

$A_{min} > 15.5 \text{ cm}^2$

On remarque que la section d'armature minimale est supérieure à celle calculée.

On prend $A_{sup} = A_{inf} = 16 \text{ cm}^2$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ Armatures principales (sens transversale)

$A_{sup} = 16.07 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 8HA16/ml.

$A_{inf} = 16.07 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 8HA16/ml.

➤ Armatures de répartition (sens longitudinale)

$A_{sup} = 5.65 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 5HA12/ml.

$A_{inf} = 5.65 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 5HA12/ml.

Ferraillage des consoles :

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

Tableau VIII-6 : Armature des consoles du voussoir sur pile

		Ferraillage	
	Moments	$A_{sup}(\text{cm}^2)$	$A_{inf}(\text{cm}^2)$
ELU	-212.84	34	0
ELS	-157.66	39.8	0
	Section d'acier	39.8	12
Ferraillage adopté		9HA25	11HA12

$$A_{min} > 0.23 \cdot 1 \cdot 0.25 \cdot 2.7 / 400$$

$$A_{min} > 3.7 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ Armatures principales (sens transversale)

$A_{sup} = 44.15 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 9HA25/ml.

$A_{inf} = 12.43 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 11HA12/ml.

➤ Armatures de répartition (sens longitudinale)

$$A_{sl} > A_{st} / 3 ;$$

$A_{sup} = 13.56 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 12HA12/ml.

$A_{inf} = 4.52 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4HA12/ml.

Ferraillage des âmes :

On considère les âmes comme des poteaux donc elles travaillent en flexion composée.

La section A_s qu'on prendra en compte pour le ferraillage 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 :

$$A_s + A_{sc} = \max(4\mu, 0.2/100 \times B)$$

Avec :

μ : périmètre de la section exprimé en mètres ;

B : aire de la section exprimée en centimètres carrés.

Tableau VIII-7 : Armature des âmes du voussoir sur pile

			Ferraillage	
	Efforts	Valeurs	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{sc}(\text{cm}^2)$
ELU	$M_{u-\min}$ (KN.m)	-145.09	10	10
	N_{\max} (KN)	553.12		
ELS	$M_{s-\min}$ (KN.m)	-108.48	10	10
	N_{\max} (KN.m)	412.69		
	Section d'acier		10	10
Ferraillage adopté			7HA14	7HA14

$$A_s + A_{sc} = \max(16 \text{ cm}^2, 20 \text{ cm}^2)$$

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS sont vérifiées, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ *Armatures principales (sens transversale)*

$A_s = 10.77 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 7HA14/ml.

$A_{sc} = 10.77 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 7HA14/ml.

➤ Armatures de répartition (sens longitudinale)

$A_s=4.52 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4HA12/ml.

$A_{sc}=4.52 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4HA12/ml.

Les tableaux ci-dessous résument le ferrailage adopté pour chaque élément :

Tableau VIII-8 : Ferrailage des éléments en flexion simple (voussoir sur pile)

	Armatures principales		Armatures de répartition	
	Nappe supérieur	Nappe inférieur	Nappe supérieur	Nappe inférieur
Hourdi supérieur	9HA25/ml	7HA20/ml	14HA12/ml	8HA12/ml
Hourdi inférieur	8HA16/ml	8HA16/ml	5HA12/ml	5HA12/ml
Console	9HA25/ml	11HA12/ml	12HA12/ml	4HA12/ml

Tableau VIII-9 : Ferrailage des éléments en flexion composée (voussoir sur pile)

	Armatures principales		Armatures de répartition	
	A_s	A_{sc}	A_s	A_{sc}
Ame	7HA14/ml	7HA14/ml	4HA12/ml	4HA12/ml

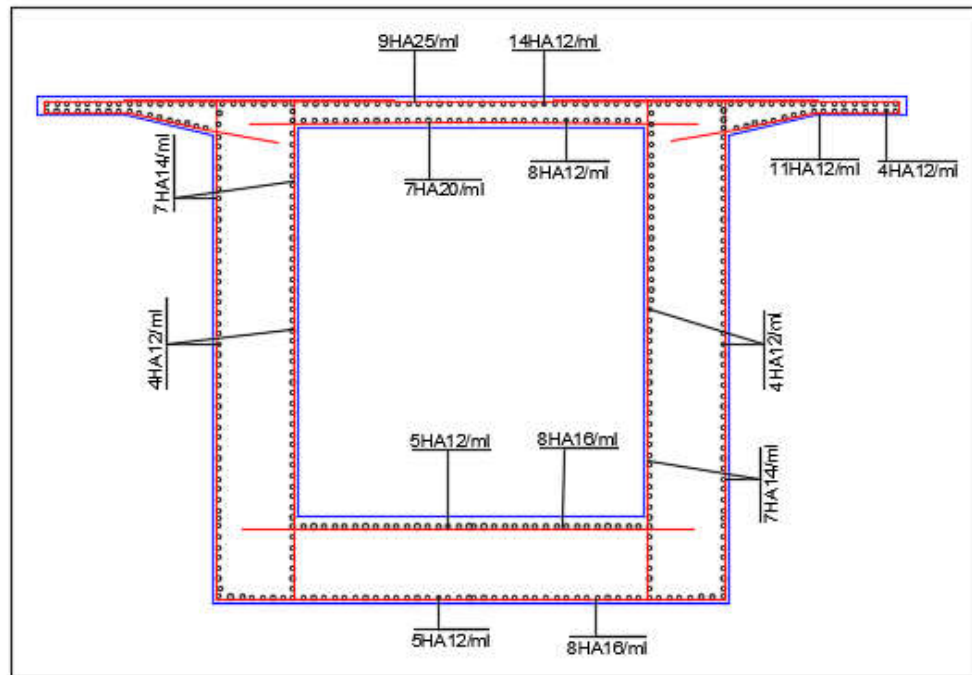


Figure VIII-12 : Schéma de ferrailage du voussoir sur pile

VIII.5.2 Ferrailage du voussoir de clavage :

On va procéder de la même manière pour le ferrailage des éléments constituant le voussoir sur culée ainsi que celui du clavage. Les tableaux ci-dessous résument le ferrailage adopté pour chaque élément :

Tableau VIII-10 : Ferrailage des éléments en flexion composée (voussoir de clavage)

	Armatures principales		Armatures de répartition	
	Nappe supérieur	Nappe inférieur	Nappe supérieur	Nappe inférieur
Hourdi supérieur	49.06 cm ²	31.4 cm ²	16.96 cm ²	11.31 cm ²
	10HA25/ml	10HA20/ml	15HA12/ml	10HA12/ml
Hourdi inférieur	9.04 cm ²	4.52 cm ²	4.52 cm ²	2.6 cm ²
	8HA12/ml	6HA10/ml	6HA10/ml	4HA10/ml
Console	49.06 cm ²	16.35 cm ²	16.96 cm ²	5.65 cm ²
	10HA25/ml	9HA16/ml	15HA12/ml	5HA12/ml

Tableau VIII-11 : Ferrailage des éléments en flexion simple (voussoir de clavage)

	Armatures principales		Armatures de répartition	
	A_s	A_{sc}	A_s	A_{sc}
Ame	10.17 cm ²	10.17 cm ²	3.92 cm ²	3.92 cm ²
	9HA12/ml	9HA12/ml	5HA/10	5HA/10

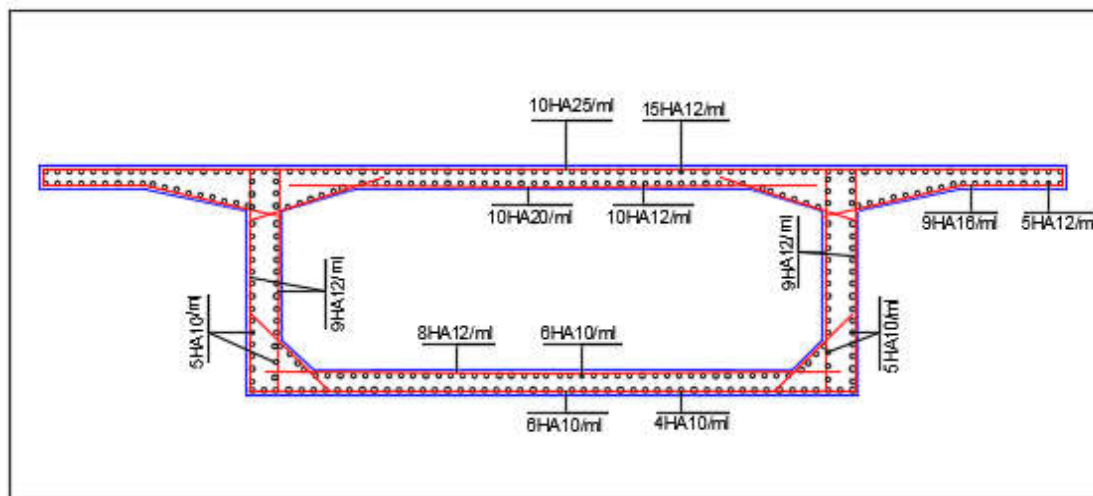


Figure VIII-13 : Schéma de ferrailage du voussoir de clavage

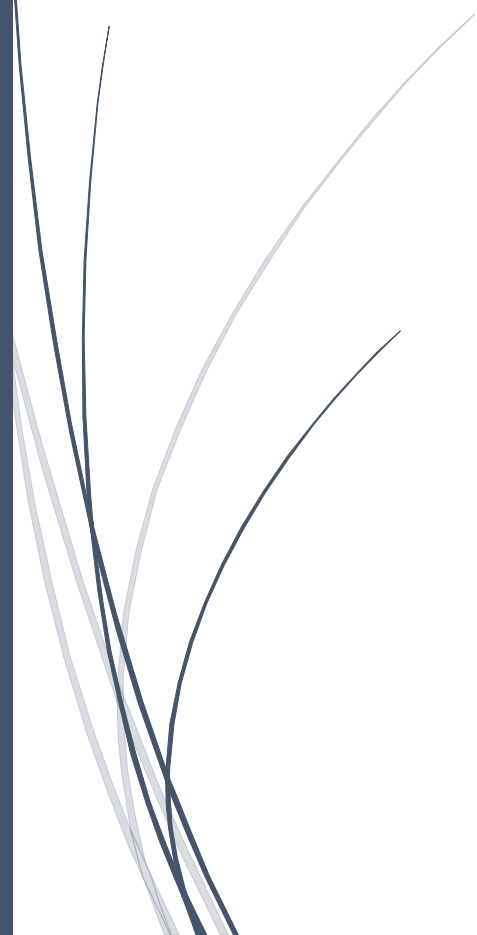
VIII.6 Conclusion :

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.



CHAPITRE IX

EQUIPEMENTS DU TABLIER



IX.1 Introduction :

Les équipements tablier jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un pont, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans ce chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour cet ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée et le dès d'appui.

IX.2 Appareil d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur les culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts.

Pour notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété type B sur les culées qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre
- Facilité de réglage et de contrôle

Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis

Le dimensionnement ainsi que la vérification des appareils d'appuis ont été fait suivant le guide SETRA (APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE), [10].

IX.2.1 Caractéristiques des appareils d'appui :

Définition géométrique :

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure suivante dans laquelle :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire,
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

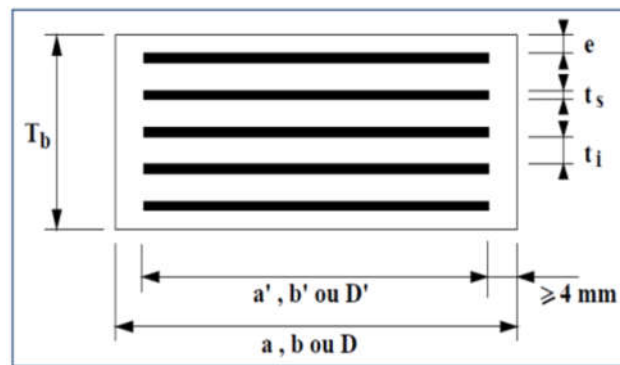


Figure IX-1 : Dimensions de l'appareil d'appui à déterminer

On définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(ti + ts) + ts + 2e$
- Epaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n(ti) + 2e$
- Epaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur :

$$- T_q = nti + 2e \quad \text{si } e \geq 2.5 \text{ mm}$$

$$- T_q = nti \quad \text{si } e \leq 2.5 \text{ mm}$$

Caractéristiques de l'élastomère :

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 MPa, sous les effets dynamiques elle est prise égale à 1.8 Mpa.

Caractéristiques des frettes internes :

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm L'acier utilisé est de nuance S235 donc La limite élastique à utiliser dans les calculs est de 235 Mpa.

IX.2.2 Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui :

Les règles de dimensionnements et de vérifications 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.

Comportement sous effort normal :

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_n dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_n}{G} = \frac{1.5Fz}{GArs}$$

Avec $Ar = A'(1 - V_{xa'} - V_{yb'})$ et $A' = a' * b'$ si les frettes ne comportent pas de trous

V_x et V_y déformation horizontales selon x et y .

Le coefficient de forme de la couche i considérée : $S = \frac{a'b'}{2(a'+b')t_i}$

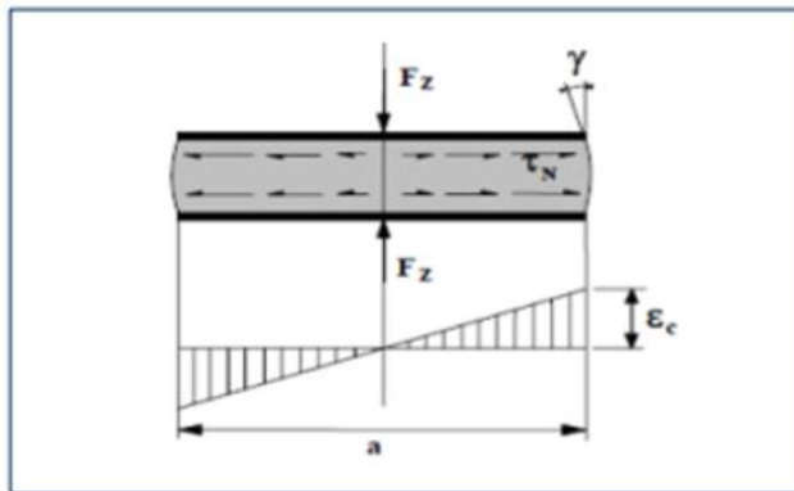


Figure IX-2 : Comportement sous effort normale

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 liée et sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} + \frac{F_x}{Gab}$$

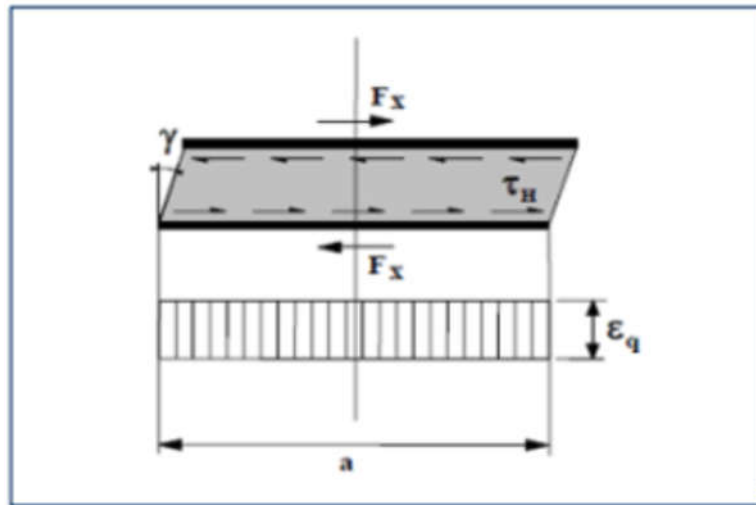


Figure IX-3 : Comportement sous effort transversal

Comportement sous une rotation de l'axe horizontal :

La valeur de la distorsion ε_α sous les effets de rotations α_a et α_b (perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui) est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a/2\alpha_a + b/2\alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

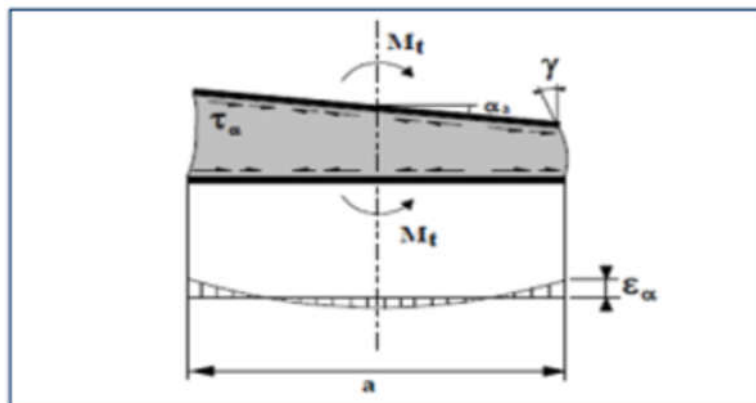


Figure IX-4 : Comportement sous une rotation de l'axe horizontal

IX.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Paramètres nécessaires au dimensionnement :

Les valeurs nécessaires au calcul des dimensions de l'appareil d'appui ainsi qu'à la vérification résultant d'un calcul de dimensionnement général de la structure sont les suivantes :

- La réaction maximale :

$F_z = 38407.68$ KN, obtenue sous la combinaison a ELU ($1.35G + 1.6A(I) + 0.75\Delta\theta$)

- La réaction minimale :

$F_z = 17556$ KN obtenue sous la combinaison a ELU ($1.35G + 1.35Mc120 + 0.75\Delta\theta$)

- Effort maximal de freinage :

$H_f = 0.15$ MN dû à la surcharge A(L)

- Déplacement dû à la température : 12.8 (cm)

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, l'aire de l'appareil d'appui est donnée comme suit :

On opte pour 3 appareils d'appuis, la réaction maximale est donc divisée par 3 :

$$F_z/4 = 9601.92 \text{ KN}$$

$$A' > \frac{F_z/4}{25} = \frac{9601.92}{25}$$

L'aire de l'appareil d'appuis :

$$A' > 0.39 \text{ m}^2$$

Donc on choisit parmi la série guide (Sera appareils d'appui en élastomère frette), [10] :

$$(a \times b) = (700 \times 700) (mm)$$

Hauteur nette de l'élastomère :

Il faut respecter la Condition de non flambement :

$$\text{Donc } \frac{a}{10} \ll Tq \ll \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{700}{10} \ll Tq \ll \frac{700}{5} \Rightarrow 70 \ll Tq \ll 140$$

On prend $Tq=100\text{mm}$

9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t_i=10\text{ mm}$

2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $e=t_i/2=5\text{ mm}$

10 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s=4\text{ mm}$ donc notre appareil d'appui a pour dimensions :

$(a*b) = (700*700)\text{(mm)}$ et une Hauteur total de 140 mm.

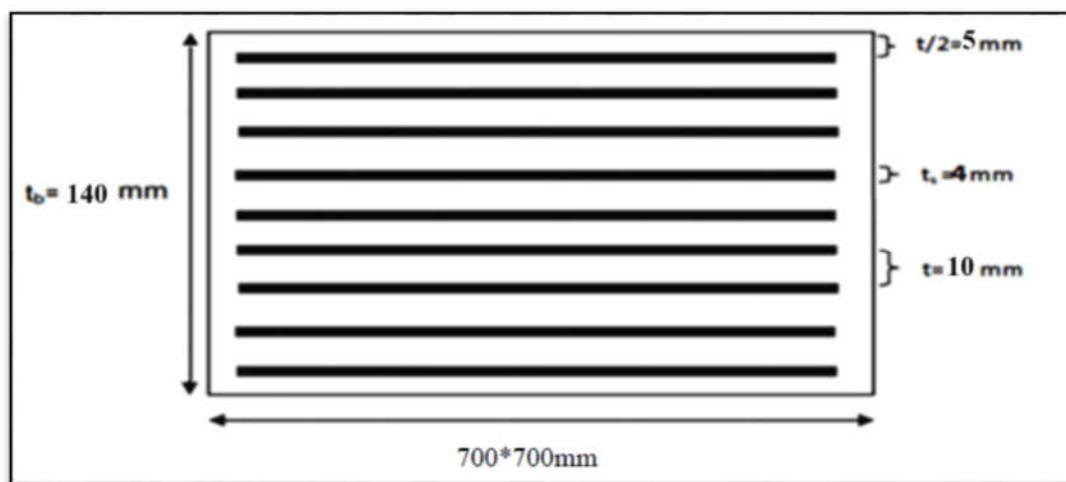


Figure IX-5 : Dimensions de l'appareil d'appui

IX.2.4 Vérification de l'appareil d'appui :

Les vérifications à effectuer à l'ELU, sous combinaisons fondamentales, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IX-1 : Vérifications de l'appareil d'appui

Vérifications	Combinaisons fondamentales ELU
Limitation de la distorsion ϵ	$\epsilon = K_L(\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a) < 7$ et $\epsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s > \frac{2.6 Fz t_i}{Ar f_y}$
Limite en rotation	$\Sigma V_z > \frac{(a'\alpha_a + b'\alpha_b)}{Kr}$
Non-glissement	$F_{XY} < \mu_e F_z$ et $F_{zmin}/A' \geq 3\text{Mpa}$

Respect de la limite de déformation :

Le respect de la limite de déformation tolérée par les appareils d'appuis est donné par la formule suivante [10] :

- $\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$; $K_L = 1$

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 Fz}{G Ar S} = \frac{1.5 * 9.6}{0.9 * 0.47 * 17.5}$$

$$\varepsilon_c = 2.1$$

- $\varepsilon_q = \frac{Vx}{Tq} = \frac{0.0752}{0.1}$

$$\varepsilon_q = 0.752$$

- $\varepsilon_\alpha = \frac{(a' * a' * \alpha a + b' * 2 \alpha b) t_i}{2 \sum t_i * t_i * t_i} = \frac{0.47 * 0.0026 * 0.01}{2(9 * 0.013 + 2 * 1.25 * 10^{-7})}$

$$\varepsilon_\alpha = 0.69$$

$$\varepsilon = 2.1 + 0.752 + 0.69 = 3.54 < 7$$
 ; La condition est vérifiée.

Stabilité en rotation :

La stabilité en rotation des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante [10] :

$$\Sigma V_z > \frac{(a' \alpha a + b' \alpha b)}{K_r} ;$$

Avec :

$$\Sigma V_z = \Sigma \frac{Fz \cdot t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS * S} + \frac{1}{Eb} \right) ;$$

$$K_r = 3.$$

$$\Sigma V_z = \frac{9.6 * 10 * 0.01}{0.47} \left(\frac{1}{5 * 0.9 * 306.25} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$\Sigma V_z = 2.41 * 10^{-3}$$

$$\frac{(a/\alpha a + b/\alpha b)}{Kr} = \frac{0.7 * 0.0026}{3} = 6.07 * 10^{-4}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification de la condition de non glissement :

La condition de non-glissement des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante [10] :

$$F_{XY} < u_e \cdot F_z \quad \text{et} \quad F_{Zmin}/A' \geq 3 \text{MPa}$$

Avec :

$$u_e = 0.1 + \frac{1.5 \cdot K_f}{\sigma_{min}}$$

$K_f = 0.6$ pour le béton ;

$$\sigma_{min} = \frac{v_{min}}{Ar} = \frac{17.55/4}{0.47} = 9.21 \text{ Mpa}$$

$$u_e = 0.1 + \frac{1.5 \cdot 0.6}{9.21} = 0.19$$

$$F_x = F_a + \frac{2 \cdot V \cdot G \cdot a \cdot b}{Tq} = \frac{2 * 0.6 * 0.9 * 0.7 * 0.7}{0.1}$$

$$F_x = 0.544$$

$0.544 < 0.19 * 9.6 = 1.83$; La condition est vérifiée.

$F_{Zmin}/A' = 17.56/0.49 = 8.96 > 3 \text{Mpa}$; La condition est vérifiée.

IX.2.5 Dimensionnement des frettes :

$$t_s > \frac{2.6 \cdot F_z \cdot t_i}{Ar \cdot f_y}$$

Avec :

$F_y = 235 \text{ Mpa}$

On trouve :

$$t_s > \frac{2.6 * 9.6 * 0.01}{0.47 * 235} = 2.44 \text{ mm}$$

Pour notre cas on prend $t_s = 4 \text{mm}$.

Toutes les conditions ont été vérifiées et les dimensions de l'appareil d'appui en plan retenue sont : (700*700) mm

IX.3 Dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$A = Bx+100 = 700+100 = 800\text{mm.}$$

$$B = By +100 = 700+100 = 800\text{mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2(0,8+0,8) = 3,2 \text{ m}$$

$$h = \frac{a * b}{a + b} = \frac{0,8 * 0,8}{0,8 + 0,8} = 0,4 \text{ m}$$

IX.3.2 Ferrailage des dés d'appuis :

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

Armature de chainage :

Les armatures doivent être vérifier à 25 % de R_{max}

$$A_c = \frac{0.25R_{max}}{\sigma_e} \quad \text{Avec} \quad \sigma_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0.25 * 9601,92 * 10^3}{348 * 10^6} = 68,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\text{HA}32$$

Armature horizontale :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_c = \frac{0.125R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.125 \cdot 9601,92 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 31,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA}25$$

Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_c = \frac{0.04 R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.04 \cdot 9601,92 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 11,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}14$$

Frette inférieure :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_c = \frac{0.10 R_{max}}{\sigma_e}$$

$$A_c = \frac{0.1 \cdot 9601,92 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 27,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 16\text{HA}14$$

IX.4 Joint de chaussée :

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation.

Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu sur ses appuis ou à une de ses extrémités. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est nécessaire de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement.

Cependant le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

Le calcul du souffle ainsi que le choix du type de joint ont été déterminés suivant le document SETRA, Joints de chaussée des ponts-routes, Détermination du souffle aux Eurocodes : [11]

IX.4.1 Calcul du souffle du joint :

Le souffle des joints est égal à la somme algébrique du souffle thermique, de retrait, de fluage, et de l'effort de freinage. Il représente la variation maximale d'ouverture noté Δl que peut atteindre un joint.

Souffle dû au fluage de béton :

Le raccourcissement dû au fluage noté Δl_{flu} , il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation :

$$\Delta l_{flu} = L_D \times \epsilon_f ;$$

L_D : Longueur dilatable, dans le cas de structure symétrique : $L_D = L_{ouvrage}/2$;

ϵ_f : Coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3×10^{-4} ;

$$\Delta l_{flu} = (512/2) \times 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_{flu} = 6.4 \text{ cm}$$

Souffle dû au retrait :

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement noté Δl_r , On pourra prendre en première approximation :

$$\Delta l_r = L_D \times \epsilon_r ;$$

ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$;

$$\Delta l_r = (512/2) \times 3 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_r = 7.68 \text{ cm}$$

Souffle dû à la température :

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température, noté ΔL_T est donnée par :

$$\Delta L_T = L_D \times \Delta T \times \lambda$$

Avec :

- L_D : longueur dilatable ;
- λ : coefficient de dilatation est égal à 10^{-5} pour les ouvrages en béton ;
- ΔT : différence de température égale à 50 °C selon RCPR pour les régions du nord Algérien.

$$\Delta L_T = (512/2) \times 10^{-5} \times 50$$

$$\Delta L_T = 12.8 \text{ cm}$$

Souffle dû aux efforts de freinage :

$$\Delta_{\text{freinage}} = F_{\text{freinage}} \times T_q / (G \cdot a \cdot b)$$

T_q : Epaisseur totale moyenne de l'élastomère ;

G : Coefficient de cisaillement ;

a, b : Dimensions en plan de l'appareil d'appui ;

$$\Delta_{\text{freinage}} = 0.3 \times 0.1 / (0.9 \times 0.7 \times 0.7)$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = 6.8 \text{ cm}$$

IX.4.2 Combinaisons d'actions :ELS

$$\Delta I = \Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r + \Delta L_T ;$$

$$\Delta I = \Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r + 0.6 \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} ;$$

$$\Delta I = \Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r + 0.6 \Delta L_T$$

La combinaison la plus défavorable à ELS est :

$$\Delta I = \Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r + 0.6 \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}}$$

$$\Delta I = 6.4 + 7.68 + 0.6 * 12.8 + 6.8$$

$$\Delta I = 28.56 \text{ cm}$$

ELU :

$$\Delta I = 1.35(\Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r) + 1.5 * 0.6 * \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1.35(\Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r) + 1.35 \Delta_{\text{freinage}} + 1.5 * 0.6 * \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1.35(\Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r) + 1.5 \Delta L_T$$

La combinaison la plus défavorable à ELU est :

$$\Delta I = 1.35(\Delta I_{\text{flu}} + \Delta I_r) + 1.35 \Delta_{\text{freinage}} + 1.5 * 0.6 * \Delta L_T$$

$$\Delta I = 1.35(6.4 + 7.68) + 1.35 * 6.8 + 1.5 * 0.6 * 12.8$$

$$\Delta I = 39.7 \text{ cm}$$

IX.4.3 Choix du type de joint :

Parmi les paramètres influençant le choix du joint de chaussée, le plus déterminant est le souffle que doit reprendre le joint. Le premier choix à effectuer est donc de sélectionner la ou les familles de joint de chaussée dont le domaine d'emploi est compatible avec le souffle calculé.

Le schéma de la figure ci-dessous montre le domaine d'emploi courant pour chaque famille de joint [11] :

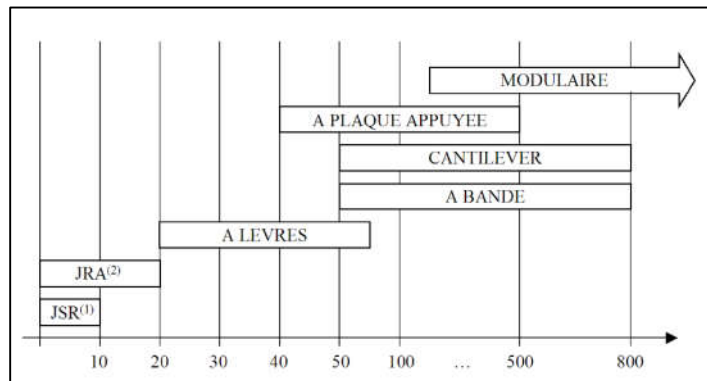


Figure IX-6 : Domaines d'emploi des différents types de joint en fonction du souffle (mm)

JSR⁽¹⁾ : Joint sous revêtement

JRA⁽²⁾ : Joint à revêtement amélioré

Donc d'après le domaine d'emploi des familles de joints :

Le joint de chaussée de type cantilever est choisi car il assure un excellent confort à l'utilisateur, une bonne tenue sous trafic ainsi qu'une capacité de souffle importante.

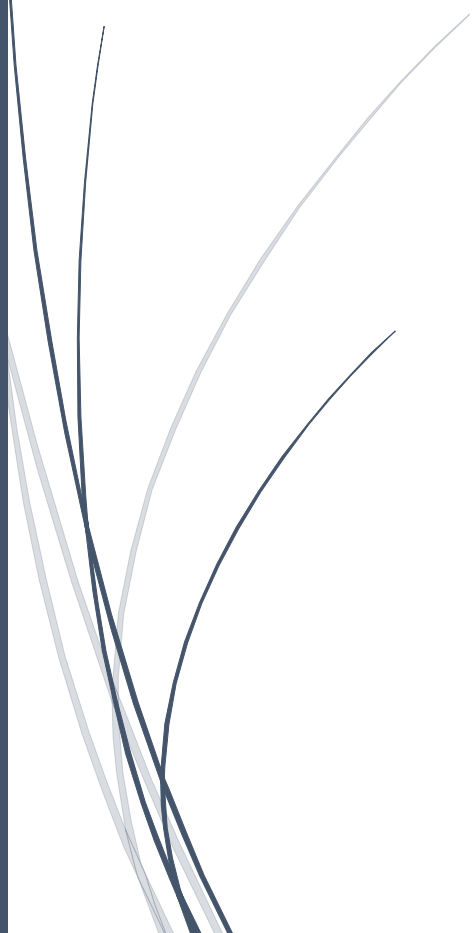
IX.5 Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usagers.

L'aménagement du tablier avec ces équipements représente la dernière étape d'étude de la superstructure du pont, avant de passer à l'étude des piles dans le chapitre suivant.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE



X.1 Introduction

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré.

Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans un premier lieu, et horizontaux dans d'autres cas où les efforts sismiques et de freinage sont pris en considération.

X.2 Choix du type de la pile

On peut classer les piles en deux familles :

- Les piles de type caisson.
- Les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté sur les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus grande que le coût du coffrage intérieur.

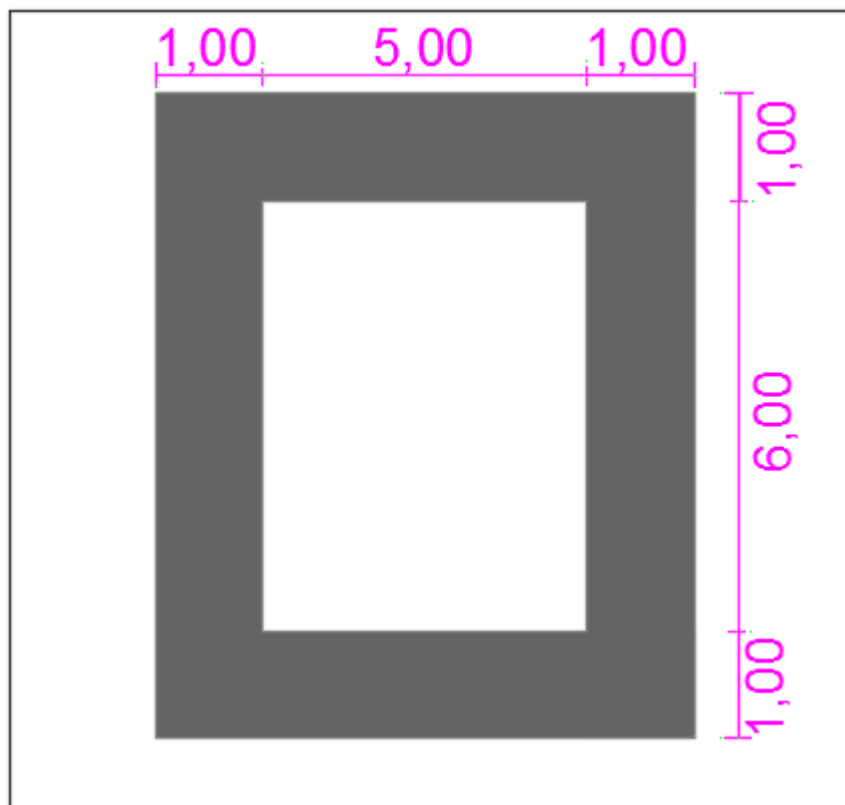


Figure X-1 : Section transversale de la pile

X.3 Ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, nous avons pris la pile la plus élancée : $H = 25,53$ m.

X.3.1 Les combinaisons de charge :

Selon SETRA [4] les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service (E.L.S) : $G + V + W + F_f$
- Etat Limite Ultime (E.L.U) : $1,35(G + V) + 1,5(W + F_f)$
- Etat Limite Admissible (E.L.A) : $G + V + E_x$
 $G + V + E_y$

Avec :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée).

W : La charge du vent.

F_f : La force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

X.3.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastree dans sa base.

La charge sismique est calculée par le logiciel CSIBridge après avoir généré le spectre de réponse de l'RPOA de l'ouvrage.

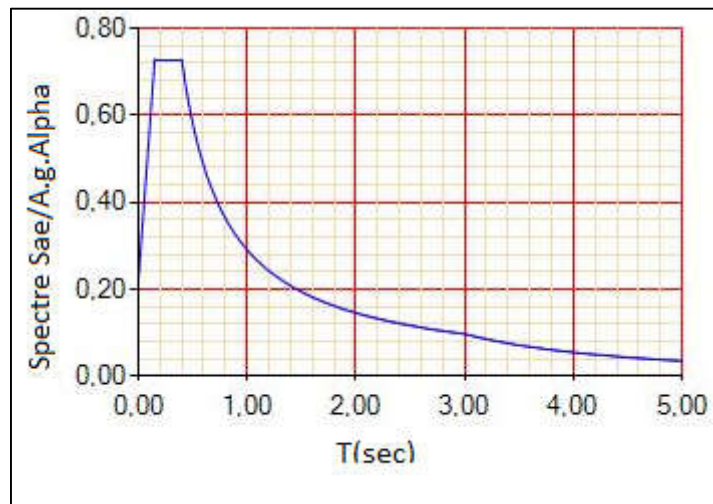


Figure X-2 : Spectre de réponse de l'ouvrage (RPOA)

Les résultats sont les suivants :

$$E_x = 2692,2 \text{ KN}$$

$$E_y = 2950,82 \text{ KN}$$

D'après le R.P.O.A [12] la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau X-1 : Combinaison des forces sismique selon le RPOA

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Charge sismique (KN)
Ex (longitudinale)	1	0,3	0,3	3597,45
Ey (transversale)	0,3	1	0,3	3758,48

Tableau X-2 : Efforts appliqués à la pile

Sollicitation	Verticale (KN)	Horizontale (KN)	Moment (KN)
Gmax pile	6382,5	/	/
Gmax tablier	41379,53	/	/
A(l)	6173,23	/	/
Freinage Bc	/	300	7659
Freinage A(l)	/	151,8	3875,45
Vent	/	30,6	391,07
Séisme longitudinal	/	3597,45	91842,9
Séisme transversal	/	3758,48	95954

X.3.3 Efforts Combinés agissant sur la pile :

Tableau X-3 : Combinaisons utilisées pour le ferrailage de la pile

Combinaison	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + V + W + FF	53935,26	482,4	12315,67
ELU	$1,35(G + V) + 1,5(W + FF)$	72812,6	723,6	18473,51
ELA (longitudinal)	G + V + EX	53935,26	3597,45	91842,9
ELA (transversal)	G + V + EY	53935	3758,48	95954

Utilisons les abaques de Walther [13], pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé.

X.3.4 Condition d'orientation de la section :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{b} \\ \frac{2}{6} = 0,33 \leq \frac{2}{5} = 0,4 \end{array} \right\} \text{Condition d'orientation vérifiée}$$

On a :

$$N_r = 53935,26 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{xr} = 91842,9 \text{ KN.m}$$

Donc

$$n = \frac{N_r}{b \times h \times \beta_w} = \frac{-53935,26}{5 \times 6 \times 27 \cdot 10^3} = -0,066$$

$$m_x = \frac{M_{xr}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{95954}{5 \times 6^2 \times 27 \cdot 10^3} = 0,04$$

$$m_y = \frac{M_{yr}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{91842,9}{6 \times 5^2 \times 27 \cdot 10^3} = 0,04$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 1$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times h \times \beta_w} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times h \times \beta_w}{\sigma_f}$$

Tel que :

β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 27 \text{ Mpa}$).

Σ_f : limite d'élasticité des aciers.

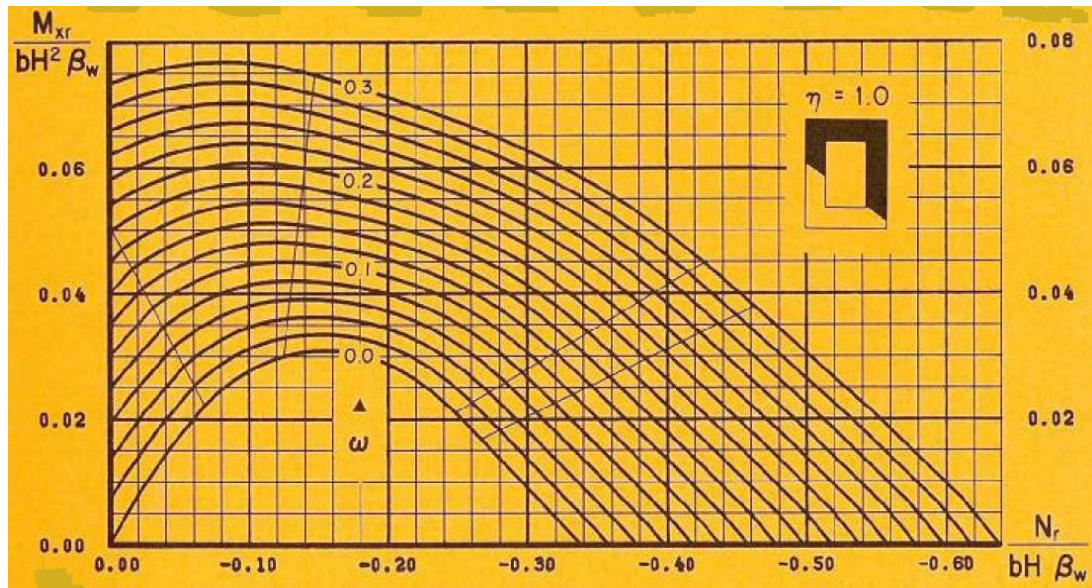


Figure X-3 : Abaque de Walther pour $\eta=1$

On tire ω de l'abaque :

$$\omega=0.08 \Rightarrow F_a = \frac{0.08 \times 5 \times 6 \times 27}{400} \times 10^4 = 1620 \text{ cm}^2.$$

As (coté b) : 0,2 $F_a = 324 \text{ cm}^2 \rightarrow 41 \Phi 32$

As (coté h) : 0,3 $F_a = 486 \text{ cm}^2 \rightarrow 62 \Phi 32$

X.3.5 Condition de non fragilité :

$A_{s,\min} \geq 0,23 h \times b \times f_{tj}/f_e$

$A_{s,\min} \geq 382,95 \text{ cm}^2$

Condition non vérifiée, on prend A_s (coté B) = $A_{s,\min} = 382,95 \text{ cm}^2$, 48 $\Phi 32$

X.3.6 Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \text{Min}[24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d]$$

Avec : d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \text{Min}[(24 \times 2) ; (8 \times 3.2) ; (0.25 \times 0.9 \times 600)] = \text{Min}[48 ; 25.6 ; 135] = 25.6 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

X.3.7 Section minimale des armatures d'effort tranchant :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (\text{mm})}{100}$$

A_t (coté b) : $A_t = 50.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \Phi 20$

A_t (coté h) : $A_t = 75.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 25 \Phi 20$

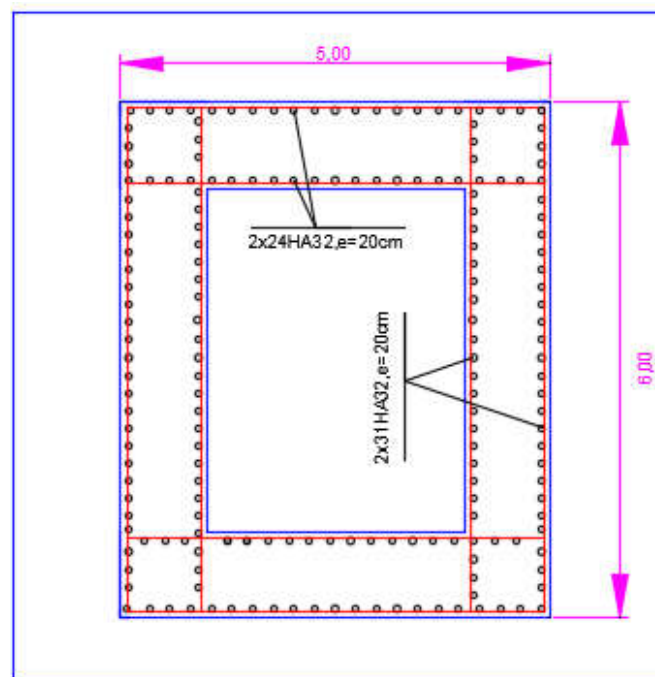
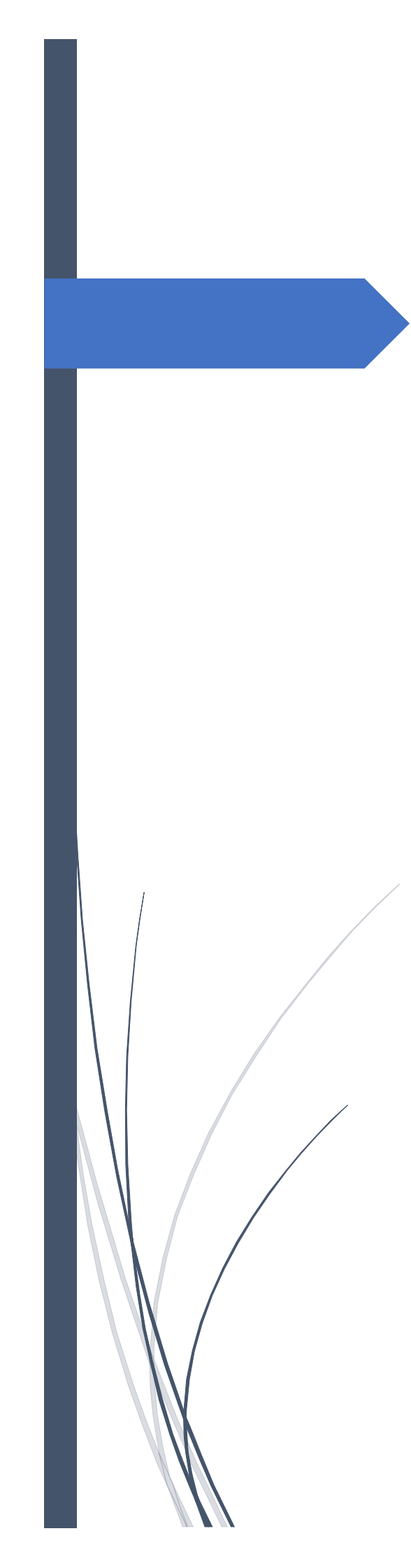


Figure X-4 : Ferrailage longitudinale de la pile

X.4 Conclusion:

Le présent chapitre montre que le dimensionnement de la pile fait appel au calcul des charges sismique qu'il faut tenir en compte dans les zones où ce phénomène naturel accidentelle peut apparaitre pendant la durée de vie de l'ouvrage.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail , rend possible de constater que le pont étudié, ainsi que tout autre pont de son genre (pont construit par encorbellement successif à inertie variable) représentent depuis 1928 (sous la direction d'E.FREYSSINET à l'époque) une solution efficace en matière de surmonter différents types de brèches ; une solution qu'on peut en profiter non seulement pour assurer la continuité des réseaux routiers, mais aussi pour embellir les paysages grâce à son aspect esthétique qui vient consacrer le concept d'ouvrage d'art, un domaine où la beauté n'est plus la représentation d'une belle chose mais c'est bien la belle représentation d'une chose.

Un pont construit par encorbellement successif à inertie variable est un produit que dès le premier regard, on comprend qu'il fait appel à plusieurs disciplines du domaine de génie civil, du calcul structural et résistance des matériaux, au béton armé et précontraint, au calcul dynamique des structures etc... Des disciplines qui figurent pratiquement dans tous les chapitres où :

- ✓ On a évalué les charges et surcharges appliquées à la structure.
- ✓ On a étudié la précontrainte et vérifié que les pertes ne dépassaient pas la valeur préalablement estimée à 20%.
- ✓ On a étudié la section transversale et effectué le ferrailage des voussoirs.
- ✓ On a sélectionné les appareils qui vont le mieux pour ce pont.
- ✓ Pour ensuite conclure avec l'étude de la pile.

Un tas de disciplines qu'on a appris lors de nos années d'études à l'Ecole Nationale Polytechnique et dont le fruit est présent entre vos mains.

Finalement, il nous reste qu'à espérer que ce travail nous sert de transition réussie entre de longues années d'études et leurs homologues dans le monde professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] MOUGIN Jean-Pierre, 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.
- [2] THONIER Henry, 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.
- [3] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, bulletin technique N°7, France, décembre 1972.
- [4] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, Juin 2003.
- [5] CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, *Projet et construction des ponts*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1987.
- [6] Document RCPR, *Règles définissant les charges à appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes*, Ministère des travaux publics, Algérie, 2009.
- [7] BOUTEMEUR Ramdane, *Cours de béton précontraint*, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 2018.
- [8] AMRANI Mehdi et NOUIOUA Mohamed El-Amine, *Projet de fin d'étude Etude d'un pont en béton précontraint par encorbellement successif, avec voussoir coulé sur place*, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 2009.
- [9] Fascicule N°61, *Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes*, titre 2
- [10] Document SETRA, *Appareil d'appui en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaire*, Ministère de l'Écologie du Développement durable et de l'Énergie, France, Juin 2007.
- [11] Document SETRA, *Joints de chassée des ponts-routes, Détermination du souffle aux Eurocodes*, Ministère de l'Écologie du Développement durable et de l'Énergie, France, Décembre 2013.
- [12] Document RPOA, *Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art*, Ministère des travaux publics, Algérie, 2008.
- [13] WALTHER (Von Wartburg), *Abaque pour le dimensionnement des piles*,



ANNEXES

Annexe A

Annexe A.1 : Moment dû au poids propre en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	-176,95	0,00										
3,75	-187,93	-10,98	0,00									
8,75	-792,63	-615,68	-468,84	0,00								
13,75	-2230,78	-2053,83	-1789,66	-468,84	0,00							
18,75	-4387,63	-4210,68	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00						
23,75	-7163,73	-6986,78	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00					
28,75	-	-	-9770,07	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00				
	10474,93	10297,98										
33,75	-	-	-	-9770,07	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00			
	14252,37	14075,41	13481,35									
38,75	-	-	-	-	-9770,07	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00		
	18442,49	18265,54	17612,39	13481,35								
43,75	-	-	-	-	-	-9770,07	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00	
	23007,06	22830,11	22122,63	17612,39	13481,35							
48,75	-	-	-	-	-	-	-9770,07	-6534,37	-3845,42	-1789,66	-468,84	0,00
	27923,11	27746,16	26986,82	22122,63	17612,39	13481,35						

Annexe A.2 : Moment dû Qpra1 en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	-0,45	0,00										
3,75	-0,51	-0,06	0,00									
8,75	-3,79	-3,33	-2,52	0,00								
13,75	-12,10	-11,65	-10,08	-2,52	0,00							
18,75	-25,46	-25,00	-22,68	-10,08	-2,52	0,00						
23,75	-43,85	-43,40	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00					
28,75	-67,29	-66,84	-63,00	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00				
33,75	-95,77	-95,31	-90,72	-63,00	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00			
38,75	-129,28	-128,83	-123,48	-90,72	-63,00	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00		
43,75	-167,84	-167,38	-161,28	-123,48	-90,72	-63,00	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00	
48,75	-211,43	-210,98	-204,12	-161,28	-123,48	-90,72	-63,00	-40,32	-22,68	-10,08	-2,52	0,00

Annexe A.3 : Moment dû Qpra2 en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	-30,12	0,00										
3,75	-37,65	-7,53	0,00									
8,75	-87,85	-57,73	-50,20	0,00								
13,75	-138,05	-107,93	-100,40	-50,20	0,00							
18,75	-188,25	-158,13	-150,60	-100,40	-50,20	0,00						
23,75	-238,45	-208,33	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00					
28,75	-288,65	-258,53	-251,00	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00				
33,75	-338,85	-308,73	-301,20	-251,00	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00			
38,75	-389,05	-358,93	-351,40	-301,20	-251,00	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00		
43,75	-439,25	-409,13	-401,60	-351,40	-301,20	-251,00	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00	
48,75	-489,45	-459,33	-451,80	-401,60	-351,40	-301,20	-251,00	-200,80	-150,60	-100,40	-50,20	0,00

Annexe A.4 : Moment dû à Qprc en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	-150,00	0,00										
3,75	-187,50	-37,50	0,00									
8,75	-437,50	-287,50	-250,00	0,00								
13,75	-687,50	-537,50	-500,00	-250,00	0,00							
18,75	-937,50	-787,50	-750,00	-500,00	-250,00	0,00						
23,75	-1187,50	-1037,50	-1000,00	-750,00	-500,00	-250,00	0,00					
28,75	-1437,50	-1287,50	-1250,00	-1000,00	-750,00	-500,00	-250,00	0,00				
33,75	-1687,50	-1537,50	-1500,00	-1250,00	-1000,00	-750,00	-500,00	-250,00	0,00			
38,75	-1937,50	-1787,50	-1750,00	-1500,00	-1250,00	-1000,00	-750,00	-500,00	-250,00	0,00		
43,75	-2187,50	-2037,50	-2000,00	-1750,00	-1500,00	-1250,00	-1000,00	-750,00	-500,00	-250,00	0,00	
48,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexe A.5 : Effort tranchant dû au poids propre en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	117,97	0,00										
3,75	147,15	29,18	0,00									
8,75	326,33	208,37	183,12	0,00								
13,75	481,04	363,07	341,31	183,12	0,00							
18,75	614,32	496,36	477,61	341,31	183,12	0,00						
23,75	729,25	611,28	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00					
28,75	828,87	710,90	696,81	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00				
33,75	916,25	798,29	785,84	696,81	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00			
38,75	994,46	876,49	865,22	785,84	696,81	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00		
43,75	1066,54	948,57	938,03	865,22	785,84	696,81	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00	
48,75	1135,56	1017,59	1007,32	938,03	865,22	785,84	696,81	595,09	477,61	341,31	183,12	0,00

Annexe A.6 : Effort tranchant dû à Qpra1 en exécution

X(m)	0,00	3,00	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0,00	0,00											
3,00	0,60	0,00										
3,75	0,76	0,15	0,00									
8,75	1,76	1,16	1,01	0,00								
13,75	2,77	2,17	2,02	1,01	0,00							
18,75	3,78	3,18	3,02	2,02	1,01	0,00						
23,75	4,79	4,18	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00					
28,75	5,80	5,19	5,04	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00				
33,75	6,80	6,20	6,05	5,04	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00			
38,75	7,81	7,21	7,06	6,05	5,04	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00		
43,75	8,82	8,22	8,06	7,06	6,05	5,04	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00	
48,75	9,83	9,22	9,07	8,06	7,06	6,05	5,04	4,03	3,02	2,02	1,01	0,00

Annexe A.7 : Effort tranchant dû à Qpra2 en exécution

X(m)	0	3	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0	0											
3	10,04	0										
3,75	10,04	10,04	0									
8,75	10,04	10,04	10,04	0								
13,75	10,04	10,04	10,04	10,04	0							
18,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0						
23,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0					
28,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0				
33,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0			
38,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0		
43,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0	
48,75	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	10,04	0

Annexe A.8 : Effort tranchant dû à Qprc en exécution

X(m)	0	3	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
0	0											
3	50	0										
3,75	50	50	0									
8,75	50	50	50	0								
13,75	50	50	50	50	0							
18,75	50	50	50	50	50	0						
23,75	50	50	50	50	50	50	0					
28,75	50	50	50	50	50	50	50	0				
33,75	50	50	50	50	50	50	50	50	0			
38,75	50	50	50	50	50	50	50	50	50	0		
43,75	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	0	
48,75	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	0

Annexe B

Annexe B.1 : Différentes paramètres pour la vérification des contraintes normales

voussoir	section	X (m)	I(m4)	A(m2)	Vinf (m)	Vsup (m)	e(m)	P(MN)	$\Delta p(\%)$
vp	Sp	0,00	51,73	14,98	2,73	2,67	1,80	97,66	19,80
v1	Sv1	3,00	51,73	14,98	2,73	2,29	1,60	97,66	19,47
v2	sv2	3,75	49,11	14,66	2,68	2,25	1,50	97,66	18,54
v3	sv3	8,75	34,55	12,68	2,39	1,97	1,27	92,52	18,30
v4	sv4	13,75	24,16	10,93	2,13	1,73	1,03	82,24	17,90
v5	sv5	18,75	16,90	9,42	1,91	1,54	0,90	71,96	17,86
v6	sv6	23,75	11,92	8,13	1,72	1,37	0,77	56,54	17,21
v7	sv7	28,75	8,60	7,09	1,57	1,25	0,75	41,12	17,02
v8	sv8	33,75	6,46	6,27	1,44	1,16	0,60	30,84	16,62
v9	sv9	38,75	5,14	5,69	1,36	1,11	0,71	15,42	16,56
v10	sv10	43,75	4,44	5,34	1,31	1,10	0,60	5,14	15,99
1/2 Vsc	sv11	48,75	4,22	5,22	1,29	1,11	0,35	5,14	13,89

Annexe C

Annexe C.1 : Calcul de la composante RESAL pour la vérification de l'effort tranchant en phase de service (en charge) :

Sections	X	M	M _p	M _{red}	e _{inf}	σ _{inf}	sinΦ	V _{resal}
	(m)	(MN.m)	(MN.m)	(MN.m)	(m)	(MPa)		(MN)
Sp	0.00	-208.86	175.63	33.23	1.00	7.95	0.12	5.72
Sv1	3.00	-206.18	156.12	50.06	0.90	6.33	0.11	3.80
Sv2	3.75	-196.11	146.36	49.75	0.80	5.50	0.11	2.91
Sv3	8.75	-156.65	117.53	39.12	0.70	2.75	0.10	1.14
Sv4	13.75	-140.51	85.04	55.47	0.65	2.28	0.10	0.86
Sv5	18.75	-128.45	64.71	63.74	0.60	1.70	0.09	0.55
Sv6	23.75	-65.85	43.71	22.17	0.55	1.57	0.08	0.40
Sv7	28.75	-16.07	30.77	-14.70	0.50	0.41	0.06	0.07
Sv8	33.75	22.32	18.49	40.82	0.40	0.40	0.05	0.05
Sv9	38.75	50.30	10.96	61.25	0.35	0.26	0.03	0.01
Sv10	43.75	68.48	3.07	71.55	0.30	0.20	0.01	0.01
Sv11	48.75	77.24	1.80	79.04	0.25	0.30	0.00	0.00
Sv12	50	81.24	0.00	81.24	0.25	0.20	0.00	0.00

Annexe C2 : Calcul de la composante RESAL pour la vérification de l'effort tranchant en phase de construction

Sections	X	M	M_p	M_{red}	e_{inf}	σ_{inf}	sinΦ	V_{resal}
	(m)	(MN.m)	(MN.m)	(MN.m)	(m)	(MPa)		(MN)
Sp	0.00	286.24	175.63	110.61	1.00	6.10	0.12	4.32
Sv1	3.00	284.17	156.12	128.05	0.90	2.00	0.11	1.19
Sv2	3.75	276.43	146.36	130.07	0.80	2.00	0.11	1.06
Sv3	8.75	226.86	117.53	109.33	0.70	1.01	0.10	0.42
Sv4	13.75	180.88	85.04	95.84	0.65	1.00	0.10	0.39
Sv5	18.75	138.74	64.71	74.03	0.60	1.22	0.09	0.39
Sv6	23.75	100.84	43.71	57.13	0.55	1.29	0.08	0.34
Sv7	28.75	67.76	30.77	36.98	0.50	1.21	0.06	0.24
Sv8	33.75	40.19	18.49	21.70	0.40	1.28	0.05	0.15
Sv9	38.75	19.00	10.96	8.04	0.35	0.90	0.03	0.06
Sv10	43.75	5.22	3.07	2.14	0.30	0.10	0.01	0.01
Sv11	48.75	0	1.80	-1.80	0.25	0.05	0.00	0.00

Annexe C.3: Calcul des contraintes admissibles de cisaillement

Sections	X	N°cable	P	B	$\sigma_x(P/2/B)$	τ_1^2	τ_1	τ_2^2	τ_2
	(m)		(MN)	(m ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sp	0.00	38	97.57	14.98	3.25	5.26	2.29	13.33	3.65
Sv1	3.00	38	97.57	14.98	3.25	5.26	2.29	13.33	3.65
Sv2	3.75	38	97.57	14.66	3.32	5.31	2.30	13.41	3.66
Sv3	8.75	36	92.43	12.68	3.64	5.54	2.35	13.73	3.70
Sv4	13.75	32	82.16	10.93	3.75	5.62	2.37	13.84	3.72
Sv5	18.75	28	71.89	9.41	3.81	5.66	2.38	13.90	3.72
Sv6	23.75	22	56.48	8.13	3.47	5.41	2.32	13.56	3.68
Sv7	28.75	16	41.08	7.08	2.89	5.00	2.23	12.93	3.59
Sv8	33.75	12	30.81	6.26	2.45	4.68	2.16	12.41	3.52
Sv9	38.75	6	15.40	5.68	1.35	3.89	1.97	10.92	3.30
Sv10	43.75	2	5.13	5.33	0.48	3.26	1.8	9.56	3.09
Sv11	48.75	2	5.13	5.22	0.48	3.27	1.8	9.58	3.09

Annexe D

Ferraillage de voussoir à la clef

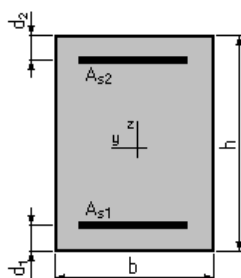
Hourdi inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	16,04	-60,72
Etat Limite de Service	12,90	-30,52
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 8,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,58$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0,18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 16,04$ (kN*m) $M_{\min} = -60,72$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20,1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,21$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 12,90$ (kN*m) $M_{\min} = -30,52$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,19

Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 192,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 25,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

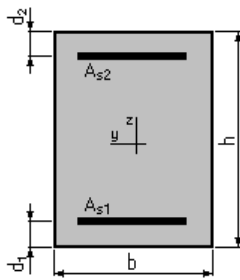
Hourdi supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	166,35	-244,91
Etat Limite de Service	124,65	-183,38
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 30,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 47,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 3,70 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 166,35 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -244,91 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,19 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,94 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 226,1 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 124,65 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = -183,38 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 223,9 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 121,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

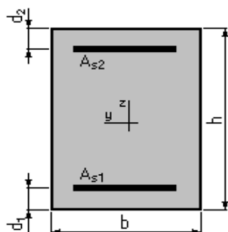
Ferrailage de l'âme (Calcul de section en flexion composée) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 35,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	409,69	60,75
2.	ELS	306,41	30,52

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 175,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,31 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,31 \text{ (\%)}\text{)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 409,69 (kN)** **M = 60,75 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,99 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 12,9 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 25,8 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,92 \text{ (‰)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **N = 306,41 (kN)** **M = 30,52 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8,70
 Position de l'axe neutre: $y = 24,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 22,8 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 3,4 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 28,5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

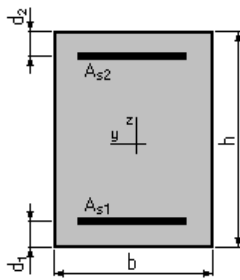
Ferraillage de la console (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-244,91
Etat Limite de Service	0,00	-183,38
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 46,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2,23 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -244,91 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,12 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 10,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,67 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -183,38 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 18,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

Ferraillage de voussoir sur pile :

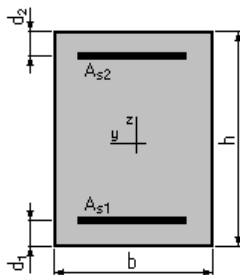
Hourdi supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 4,0$ (cm)

$d_2 = 4,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	127,19	-212,84
Etat Limite de Service	95,29	-157,66
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 40,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 3,03 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,18 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 127,19 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -212,84 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,19 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 5,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9,34 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 210,9 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 95,29 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -157,66 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 9,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 223,5 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 114,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

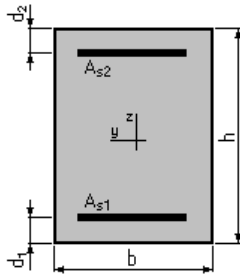
Hourdi inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	87,66	-145,09
Etat Limite de Service	65,16	-108,37
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,0

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 13,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 13,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,27 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 87,66 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -145,09 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,96 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 94,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,33 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 65,16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -108,37 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,49

Position de l'axe neutre: $y = 16,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 90,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 8,2$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 8,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

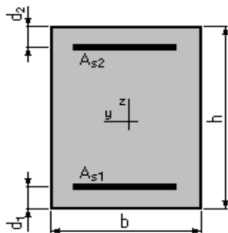
Ferraillage de l'âme (Calcul de section en flexion composée) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm)
 $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	553,12	145,09
2.	ELS	412,69	108,48

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 10,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 20,0$ (cm²) Section maximum $A_{s\ max} = 500,0$ (cm²)
théorique $\rho = 0,20$ (%)
minimum $\rho_{min} = 0,20$ (%) maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 553,12 (kN) M = 145,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,11 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 66,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 69,4$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,56$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 312,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 412,69 (kN) M = 108,48 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,78

Position de l'axe neutre: $y = 75,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 70,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 2,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 14,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 228,6$ (MPa)

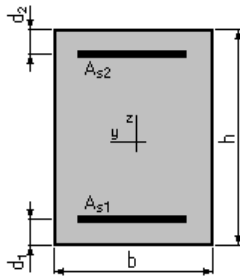
Ferraillage de la console (Calcul de Section en Flexion Simple) :

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-212,84
Etat Limite de Service	0,00	-157,66
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 39,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,89 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -212,84 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,14 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 8,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,93 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -157,66 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$