

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Etude d'un viaduc en béton précontraint
construit par encorbellement successif
sur la liaison autoroutière
Khemis Miliana - Tissemsilt - Tiaret sur 160 km**

Présenté par :

BENHAMOUDA Ahmed Lamine

Encadré par :

Dr. TAKI Mohamed

Promotion 2018 /2019

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr M.TAKI, pour son précieux conseil, son aide, l'orientation, la confiance, la patience durant toute la période du travail qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Je tiens à remercier mon co-encadreur et ingénieur au niveau de la société algérienne d'études d'infrastructures Mr M.ZADI, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de mon stage.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens à saisir cette occasion et adresser mes profonds remerciements et mes profondes reconnaissances à ma famille qui par leurs prières et leurs encouragements, j'ai pu surmonter tous les obstacles.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

Celle qui m'a toujours aidé, soutenu et encouragé ma chérie maman d'amour, avec qui j'ai fait mes premiers pas et que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments

Mon père pour sa patience illimitée, son encouragement contenu et son aide

Mon grand frère Raouf pour son amour et son soutien et sa présence dans les moments difficiles, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'amour que j'éprouve pour toi.

Ma grande sœur Habiba qui m'a soutenu et aidé durant les périodes difficiles, mon amour pour toi est aussi grand que je ne saurai jamais le limiter.

Ma sœur khaoula pour son humour et bonne compagnie, les fous rires pendant que je rédigeais me remontais le moral et m'encourage.

Mon petit nouveau neveu Nael que son joli et unique sourire angélique m'a donné le courage et la patience de rédiger ce modeste travail .

Ahmed Lamine BENHAMOUDA

Résumé

Ce travail est une conception et étude d'un viaduc construit par encorbellement successif, ce projet est une ligne autoroutière situé à la wilaya de TISSEMSILT.

Au début de travail, une recherche bibliographique a été faite pour avoir une idée générale sur les types des ponts, ainsi leur domaine d'utilisation. Après on passe à la présentation de ce projet, les caractéristiques des matériaux utilisé et la conception du tablier de ce pont en déterminant la longueur de la travée principale et des rives, les dimensions des voussoirs, et les conditions d'appui.

Ensuite à l'étape de l'étude longitudinale et transversale du pont, j'ai évalué les charges et les surcharges qui sollicitent la structure dans le chapitre trois, l'étude de stabilisation des fléaux pour la détermination des câbles de clouage dans le quatrième chapitre, ensuite l'étude de la précontrainte pour déterminer les câbles de fléau et les câbles de continuité, étude transversale pour calculé les sections d'armatures passives nécessaire.

Pour les deux derniers chapitres, ils étaient consacrés pour le dimensionnement et la vérification des équipements du pont, ainsi que la conception et l'étude des piles.

Mots clés : conception, étude pont, encorbellement, voussoir, fléau, précontrainte, câbles, armature.

Abstract

This work is a design and study of a viaduct built by successive corbels, this project is situated on the motorway line located in the wilaya TISSEMSILT.

At the beginning of the work, a bibliographic search was made to get a general idea about the types of bridges, thus their area of use. The presentation of this project is followed by the characteristics of the materials used and the design of the deck of this bridge by determining the length of the main span and banks, the dimensions of the voussoirs, and the support conditions.

Then, at the longitudinal and transverse design stage of the bridge, I evaluated the loads and overloads that the structure requires in Chapter Three, the Flail Stabilization Study for the Determination of Nailing Cables in the Fourth. chapter, then the study of prestressing to determine the flail cables and continuity cables, cross-sectional study to calculate the passive reinforcement sections required.

For the last two chapters, they were devoted to the sizing and verification of bridge equipment, as well as the design and study of batteries.

Key words : design, study bridge, corbelling, voussoir, flail, prestressing, cables, reinforcement.

ملخص

هذا العمل عبارة عن تصميم ودراسة للجسر المنجز بطريقة التتابع المتتالي، المتواجد على خط الطريق السريع لولاية تيسمسيلت. في بداية العمل، أجري بحث ببليوغرافي للحصول على فكرة عامة عن أنواع الجسور، وبالتالي مجال استخدامها. يتبع العرض التقديمي لهذا المشروع خصائص المواد المستخدمة وتصميم سطح هذا الجسر من خلال تحديد طول الفترة الرئيسية وعلى الاطراف وأبعاد الصناديق وشروط الأسس.

بعد ذلك، في مرحلة التصميم الطولي والعرضي للجسر، قمت بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة التي تنطبق على الهيكل في الفصل الثالث، دراسة استقرار الجسر في مرحلة البناء لتحديد كبلات الظفر في الفصل الرابع، ثم دراسة الإجهاد المسبق لتحديد الكابلات السائبة وكابلات الاستمرارية، دراسة عرضية لحساب كمية الحديد المطلوبة.

خلال الفصلين الأخيرين، تم تخصيصهما لتحجيم معدات الجسر والتحقق منها، بالإضافة إلى تصميم الاعمدة ودراستها.

الكلمات المفتاحية: التصميم، دراسة الجسر، التتابع، الصندوق، السائب، الإجهاد، الكابلات، الحديد.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Recherche bibliographique	2
I.1 Introduction	2
I.2 Les type de ponts	2
I.2.1 pont à voûtes en maçonnerie	2
I.2.1.1 Description.....	3
I.2.2 les ponts en arc.....	3
I.2.2.1 Les ponts voûtés.....	4
I.2.2.2 Les ponts en arc contemporains	4
I.2.2.3 Fonctionnement et comportement mécanique	5
I.2.2.3.1 Les ponts voûtés	5
I.2.2.3.2 Les ponts en arc contemporains	5
I.2.3 Les ponts poutre.....	5
I.2.3.1 Principe	6
I.2.3.2 Avantages et inconvénients du procédé.....	6
I.2.3.3 Domaine d'emploi	7
I.2.4 les ponts suspendus	7
I.2.4.1 Avantages et inconvénients.....	8
I.2.5 Les ponts à haubans	8
I.2.5.1 Les principaux avantages	9
I.2.5.2 Position de la nappe.....	9
I.2.5.3 Forme de la nappe.....	10
I.3 Les désordres dans les ponts.....	12
I.3.1 La fissuration	12
I.3.1.1 Les causes des fissures	12
I.3.2 Carbonatation des bétons.....	13
I.3.3 La corrosion des armatures.....	13
I.3.3.1 Types de corrosion des armatures	14
I.3.3.2 Processus de la corrosion	14

I.3.3.3 Les conséquences de la corrosion	15
I.3.3.4 Techniques de prévention des armatures.....	16
I.4 Cas expérimentale.....	16
I.5 Conclusion.....	18
Chapitre II : Présentation générale et conception du tablier.....	19
II.1 Introduction.....	19
II.1.1 Principe général.....	19
II.1.1.1 Construction par encorbellement à partir des piles.....	19
II.1.1.2 Construction par encorbellement à partir des culées	20
II.1.2 Avantages et limites de la méthode de construction par encorbellement	21
II.1.2.1 Avantages	21
II.1.2.2 Inconvénients et limites	21
II.2 Présentation de l'ouvrage	21
II.2.1 Tracé en plan	21
II.2.2 Profil en long	22
II.2.3 Profil en travers	22
II.2.4 Données de projet	23
II.2.4.1 Données géotechniques.....	23
II.2.4.2 Données Climatiques	25
II.2.4.3 Données Sismologiques.....	25
II.3 Les règlements de calcul.....	26
II.4 Les matériaux de construction	26
II.4.1 Le Béton.....	26
II.4.1.1 Dosage de ciment.....	26
II.4.1.2 La masse volumique.....	27
II.4.1.3 Résistance caractéristiques	27
II.4.1.3.1 Résistance à la compression.....	27
II.4.1.3.2 Résistance à la traction	27
II.4.1.4 Contraintes admissibles	27
II.4.1.4.1 Contraintes admissibles à la compression	27

II.4.1.5 Déformation longitudinale.....	28
II.4.1.5.1 Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)	28
II.4.1.5.2 Module de déformation différée (longue durée)	28
II.4.1.6 Déformation transversale.....	28
II.4.2 Aciers	28
II.4.2.1 Les aciers passifs	29
II.4.2.1.1 La limite élastique	29
II.4.2.2 Les aciers actifs.....	30
II.4.2.2.1 Limite élastique	30
II.4.2.2.2 Caractéristiques des câbles.....	31
II.5 Conception du tablier.....	31
II.5.1 Section transversale du tablier.....	31
II.5.2 Découpage des voussoirs	37
Chapitre III : Charges et surcharges	38
III.1 Introduction	38
III.2 Les charges permanentes.....	38
III.3 Les charges variables.....	38
III.4 Les charges accidentelles	38
III.5 Calcul des charges et surcharges	39
III.5.1 Calcul des charges permanentes CP	39
III.5.2 Calcul des charges complémentaires permanentes CCP	39
III.5.2.1 Le poids de revêtement.....	40
III.5.2.2 Le poids de la corniche.....	40
III.5.2.3 Le poids de garde-corps.....	40
III.5.2.4 Le poids des glissières de sécurité.....	41
III.5.3 Calcul des surcharges.....	41
III.5.3.1 Classe de pont.....	41
III.5.3.2 Système de charges A(L)	41
III.5.3.3 Système de chargement B	42
III.5.3.3.1 Le système Bc	43

III.5.3.3.2 Le système Br.....	44
III.5.3.3.3 Le système Bt.....	45
III.5.3.4 Charges militaires.....	46
III.5.3.4.1 Le système Mc120.....	46
III.5.3.4.2 Le système D240 (exceptionnelle)	47
III.5.3.5 Autres surcharges	47
III.5.3.5.1 Le vent	47
III.5.3.5.2 La température	47
III.5.3.5.3 Forces de freinage.....	47
III.5.3.5.4 Le séisme	48
III.5.3.6 Combinaisons des charges	49
Chapitre IV : Stabilité du fléau	
IV.1 Introduction	51
IV.2 Les phases de construction	51
IV.3 Calcul des sollicitations	54
IV.4 Calcul des câbles du clouage.....	58
Chapitre V : Etude de la précontrainte	61
V.1 Introduction.....	61
V.2 Détermination des câbles de fléau.....	61
V.2.1 Caractéristiques des câbles et matériaux.....	61
V.2.2 Evaluation des efforts.....	62
V.2.2.1 Evaluation des efforts du poids propre du Fléau en console	62
V.2.2.2 Evaluation des efforts de charge dus au poids de l'équipage mobile Q_{prc}	62
V.2.2.3 Evaluation des efforts des charges aléatoires	62
V.3 Répartition des câbles	64
V.4 Tracé des câbles.....	66
V.4.1 Tracé des câbles en élévation	66
V.4.2 Tracé des câbles en plan.....	67
V.5 Les déformations de fléau	69
V.5.1 Les déformation due au poids propre	69

V.5.2 Les déformation due à l'équipage mobile.....	70
V.5.3 Les déformation due au fluage.....	70
V.5.4 Les déformation due à la précontrainte de fléau	71
V.6 La précontrainte de continuité	72
V.6.1 Le moment dû au fluage.....	73
V.6.2 Calcul des moments dus aux superstructures	73
V.6.3 Calcul des câbles de continuité	74
V.6.3.1 Travée intermédiaire	74
V.6.3.2 Travée de rive	76
V.7 Calcul des pertes de la précontrainte.....	77
V.7.1 Les pertes instantanées.....	77
V.7.1.1 Les pertes dues au frottement.....	77
V.7.1.2 Pertes de tension par recul d'encrage.....	78
V.7.1.3 Pertes dues au non simultanété de la mise en tension.....	80
V.7.1.4 Pertes instantanées totales	81
V.7.2 Les pertes de tension différées	81
V.7.2.1 Pertes de tension due au retrait du béton	81
V.7.2.2 Pertes de tension due au fluage du béton.....	81
V.7.2.3 Pertes de tension du par la relaxation des câbles.....	82
V.7.2.4 Pertes différées totales	83
V.7.3 Conclusion.....	83
V.7.4 Vérification de la flèche a ELS	84
V.8 Vérification des contraintes.....	84
V.8.1 Vérification des contraintes en phase de construction.....	84
V.8.2 Vérification des contraintes en phase de service.....	85
V.8.2.1 Etat vide.....	85
V.8.2.1.1 Travée intermédiaire.....	86
V.8.2.1.2 Travée de rive.....	86
V.8.2.2 Etat en charge.....	87
V.8.2.2.1 Travée intermédiaire.....	87

V.8.2.2.2 Travée de rive.....	87
V.8.3 Vérification pendant le bétonnage du clavage de la travée principale.....	88
V.9 Résistance à l'effort tranchant	88
V.9.1 L'effort tranchant dû à l'effort de la précontrainte	88
V.9.2 L'effort tranchant dû à l'effort dû aux charges extérieures.....	89
V.9.3 Calcul du cisaillement à l'état limite de service.....	89
V.9.3.1 Travée intermédiaire	90
V.9.3.2 Travée de rive	90
V.9.4 Conclusion.....	91
Chapitre VI : Etude transversale	92
VI.1 Introduction	92
VI.2 Détermination des sollicitations et des sections d'armatures.....	92
VI.2.1 Voussoir sur pile.....	92
VI.2.2 Voussoir de clavage	94
Chapitre VII : Dimensionnement des équipements du pont	96
VII. 1 Introduction.....	96
VII.2 Dimensionnement des équipements de pont	96
VII.3 Les appareils d'appui	96
VII.3.1 Appui sur pile.....	97
VII.3.2 Appui sur culée	98
VII.3.3 Calcul des rigidités des appuis	98
VII.3.4 Evaluation des efforts horizontaux dynamique	99
VII.3.4.1 Effort de freinage.....	100
VII.3.4.2 Effort de système Bc	100
VII.3.4.3 Effet de séisme.....	100
VII.3.4.4 Effet de vent	100
VII.3.4.5 Effet de la température.....	101
VII.3.4.6 Effet de fluage.....	101
VII.3.4.7 Effet de retrait	101
VII.3.5 Calcul des contraintes dues aux efforts normale et horizontale.....	101

VII.3.5.1 Contraintes de compression due à l'effort normale	101
VII.3.5.2 Contraintes de compression due à l'effort horizontale.....	102
VII.3.5.3 Contraintes de rotation de feuillet par rapport à l'autre	103
VII.3.6 Sécurité au flambement.....	104
VII.3.7 Limitation de la distorsion δ	104
VII.3.8 Condition de non glissement	105
VII.3.9 Condition de non soulèvement sur les bords	106
VII.4 Etude du dé d'appui	107
VII.4.1 Dimensionnement du dé d'appui.....	107
VII.4.2 Ferrailage du dé d'appui	107
VII.4.2.1 Armatures de chainage.....	108
VII.4.2.2 Armatures de profondeur.....	108
VII.4.2.3 Armatures de surface.....	108
VII.4.2.4 Armatures d'éclatement.....	108
VII.5 joints de chaussée	109
VII.5.1 La température.....	109
VII.5.2 Les déformations différées du béton.....	110
VII.5.3 Les déformations dues à la force de freinage.....	110
Chapitre VIII : Etude de la pile.....	111
VIII.1 Introduction	111
VIII.2. Section transversale des piles	111
VIII.3 Vérification de la stabilité aux flambements	112
VIII.4 Déterminations des sollicitations	113
VIII.5 Etude sismique	113
VIII.5.1 Conditions d'application de la méthode monomodale	114
VIII.5.2 Spectre de réponse élastique	116
VIII.6 Ferrailage des piles	118
VIII.6.1 Armatures longitudinales.....	119
VIII.6.2 Armatures transversales.....	120
Conclusion générale	121

Liste des figures

Figure	Nom de la figure	Numéro de page
Figure I.1	Pont a voûte et ses caractéristiques	3
Figure I.2	Pont en voûte	4
Figure I.3	Schéma avec représentation des différents ponts en arc	4
Figure I.4	Pont poutre en béton précontraint	5
Figure I.5	Pont suspendu	8
Figure I.6	Pont à haubans	9
Figure I.7	Différents types de pylônes pour un pont à nappe axiale	10
Figure I.8	Différents types de pylônes pour un pont à nappes latérales, de gauche à droite : double mât latéral indépendant, double mât latéral entretoisé, pylône en Y renversé et en V renversé	10
Figure I.9	Les formes de nappes	11
Figure I.10	Fissuration du béton	13
Figure I.11	Carbonatation du béton	13
Figure I.12	Armature corrodée	14
Figure I.13	Mesure de la profondeur de pénétration des ions chlores	16
Figure I.14	Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette en fonction du temps	17
Figure I.15	Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant la corrosion accélérée en fonction du temps	17
Figure II.1	Voussoir coulé en place par l'équipage mobile	20
Figure II.2	Tracé en plan	22
Figure II.3	Profil en travers	23
Figure II.4	Zones sismiques	25

Figure II.5	Diagramme des contraintes en fonction des déformations	28
Figure II.6	Diagramme comportement des aciers	29
Figure II.7	Dimensions de voussoir	31
Figure II.8	Règles de détermination des portées	32
Figure II.9	Voussoir sur pile	35
Figure II.10	Voussoir à la clé	36
Figure II.11	Découpage des voussoirs	37
Figure II.12	Découpage des voussoirs en travée intermédiaire	37
Figure III.1	Dimension corniche	40
Figure III.2	Dimensions système Bc	43
Figure III.3	Dimensions système Br	45
Figure III.4	Dimensions système Mc120	46
Figure III.5	Dimensions système D240	47
Figure III.6	Spectre de réponse sismique	48
Figure IV.1	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la première pile	51
Figure IV.2	Cintrage et clavage de la travée de la première travée de rive	52
Figure IV.3	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la deuxième pile	52
Figure IV.4	Cintrage depuis le sol et clavage de la deuxième travée de rive	52
Figure IV.5	Clavage de la travée principale	53
Figure IV.6	Disposition des charges en situation temporaire	53
Figure IV.7	Disposition des charges en situation accidentelle	54
Figure IV.8	Valeurs des moments fléchissant	55

Figure IV.9	Valeurs d'effort tranchant	55
Figure IV.10	Surcharge d'équipage mobile Q_{prc}	55
Figure IV.11	Surcharge Q_{pra1}	56
Figure IV.12	Surcharge Q_{pra2}	57
Figure IV.13	Surcharge Accidentelle	57
Figure IV.14	Efforts dans les câbles et réaction d'appui	58
Figure IV.15	Basculement de fléau	58
Figure V.1	Les éléments de fléau	62
Figure V.2	Position de l'équipage mobile	62
Figure V.3	Position des charges Q_{c2} et Q_{c3}	62
Figure V.4	Position des câbles de fléau	65
Figure V.5	Paramètres de tracé en élévation des câbles	66
Figure V.6	Paramètres de tracé en plan des câbles	68
Figure V.7	Déplacement dû au poids propre	70
Figure V.8	Déplacement dû à l'équipage mobile	70
Figure V.9	Déplacement dû au fluage	71
Figure V.10	Disposition des charges en travée intermédiaire	74
Figure V.11	Répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur	75
Figure V.12	Disposition des charges en travée de rive	76
Figure V.13	Répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur	77
Figure V.14	Flèche du tablier sous poids propre	84
Figure VI.1	Vue en 3D du voussoir sur pile	92
Figure VI.2	Vue en 3D du voussoir de clavage	94

Figure VII.1	Contrainte de compression dans l'appareil d'appui	102
Figure VII.2	Contrainte de cisaillement dans l'appareil d'appui	102
Figure VII.3	Dimensions de dé d'appui	107
Figure VIII.1	Section transversale de la partie creuse de la pile	111
Figure VIII.2	Section transversale de la partie pleine de la pile	112
Figure VIII.3	Abaque de RENE WALTHER	118

Liste des tableaux

Tableau	Nom de tableau	Numéro de page
Tableau I.1	Caractéristiques électrochimiques des armatures des différentes éprouvettes	18
Tableau II.1	Les résultats géotechniques	24
Tableau II.2	Les charges Q autorisées des pieux	24
Tableau II.3	Caractéristique du béton en fonction du dosage ciment	26
Tableau II.4	Caractéristiques du voussoir sur pile	35
Tableau II.5	Caractéristiques du voussoir du clavage	36
Tableau III.1	valeur de poids des voussoirs de fléau	39
Tableau III.2	valeur de coefficient a_1	42
Tableau III.3	valeur de V_0	42
Tableau III.4	valeurs de $A(l)$	42
Tableau III.5	valeurs de bc	44
Tableau III.6	valeurs de δ_{Bc}	44
Tableau III.7	valeurs de δ_{Br}	45
Tableau III.8	valeurs de b_t	45
Tableau III.9	valeurs de δ_{Bt}	45
Tableau III.10	valeurs de δ_{Mc120}	46
Tableau III.11	caractéristiques sismique	48
Tableau III.12	coefficients de majoration des charges	49
Tableau III.13	Les combinaisons des charges	49
Tableau IV.1	Hauteurs et épaisseurs inférieures des voussoirs	54

Tableau IV.2	Moments et efforts tranchant de demi-fléau	58
Tableau IV.3	combinaisons de charges	59
Tableau V.1	caractéristique du béton	61
Tableau V.2	caractéristique du câble	61
Tableau V.3	Les moments dus aux efforts	63
Tableau V.4	Nombre de câbles nécessaire pour chaque voussoir	65
Tableau V.5	Paramètres de tancé en élévation des câbles	67
Tableau V.6	Paramètres de tancé en plan des câbles	69
Tableau V.7	Déplacement dû aux câbles de précontraintes	72
Tableau V.8	Nombre des câbles de continuités nécessaire pour la travée centrale	75
Tableau V.9	Nombre des câbles de continuités nécessaire pour la travée de rive	76
Tableau V.10	Les pertes par frottement	78
Tableau V.11	Les pertes par recule d'encrage	79
Tableau V.12	Les pertes dues au non simultanément de la mise en tension	80
Tableau V.13	Les pertes dues au fluage du béton	82
Tableau V.14	Les pertes dues à la relaxation des câbles	83
Tableau V.15	Les contraintes dans les fibres extrêmes en phase de construction	85
Tableau V.16	Les contraintes dans la travée intermédiaire vide en phase de service	86
Tableau V.17	Les contraintes dans la travée de rive vide en phase de service	86
Tableau V.18	Les contraintes dans la travée intermédiaire chargée en phase de service	87
Tableau V.19	Les contraintes dans la travée de rive chargée en phase de service	87
Tableau V.20	les contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire	90

Tableau V.21	les contraintes de cisaillement dans la travée de rive	90
Tableau VI.1	Les sollicitations dans les différents éléments du voussoir sur pile	93
Tableau VI.2	Ferraillage théorique du voussoir sur pile	93
Tableau VI.3	Les sollicitations dans les différents éléments du voussoir de clavage	94
Tableau VI.4	Ferraillage théorique du voussoir de clavage	95
Tableau VII.1	Les réactions aux appuis	96
Tableau VII.2	Calcul des déplacements et rigidités d'appui	99
Tableau VII.3	Efforts horizontaux dynamique (A(l), Bc, Séisme, vent)	100
Tableau VII.4	Efforts horizontaux dynamique (Température, fluage, retrait)	101
Tableau VIII.1	Caractéristiques des piles	112
Tableau VIII.2	Efforts appliqué sur la pile	113
Tableau VIII.3	Rigidité des appuis des piles	115
Tableau VIII.4	Rigidité des appuis des culées	116
Tableau VIII.5	Les forces répartir pour chaque pile	117



Introduction générale

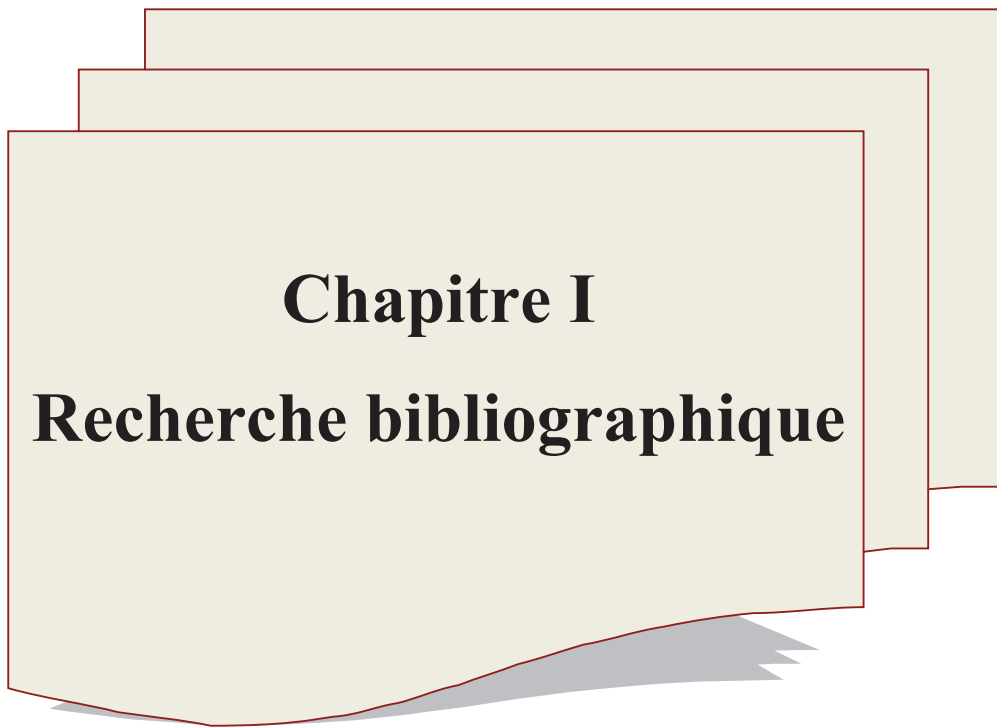
Les infrastructures routières sont toutes les constructions et les structures qui permettent les déplacements des personnes et le transport des marchandises, en particulier les ponts qui sont des ouvrages permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation routière ou ferroviaire.

L'étude technique d'un projet de construction est une expertise en conception et une étude d'avant-projet afin de mener à bien la réalisation des travaux de construction, évaluer et analyser les différentes solutions susceptibles de répondre aux objectifs du projet.

L'objectif de la conception des ponts est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage en fonction des contraintes naturelles et fonctionnelles, tout en respectant les normes et les qualités architecturales ou paysagères, pour garantir une meilleure durabilité pour l'ouvrage, ce qui va permettre d'assurer le confort des usagers et leur sécurité.

Le but de ce travail est de faire l'étude et la conception d'un viaduc construit par encorbellement successif, en respectant les normes de construction.

Le présent document relate les études menées tout en présentant les résultats. Il s'attèle principalement sur une recherche bibliographique sur les ponts, ensuite une présentation de projet et les données nécessaires, puis faire une conception et étude de tablier, et enfin dimensionnement de l'infrastructure.



Chapitre I

Recherche bibliographique

I.1 Introduction

Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel en passant par-dessus pour l'éviter en toute sécurité.

La construction doit résister au passage de tous les types de véhicules définis dans les règlements dans le cas d'un pont routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

Les ponts peuvent être classés selon leur structure porteuse longitudinale en trois catégories : les ponts à poutres, les arcs et les ponts à câbles (ponts suspendus et ponts à haubans). On peut également les désigner par le ou les éléments constitutifs de leur section transversale : ponts-dalles, ponts à poutres en té, pont a poutre caisson, etc... Ou encore par la position relative de ces éléments par rapport à la voie portée : ponts a poutres sous chaussée, ponts a poutres latérales. (J. MATHIVA, 1979) [10]

I.2 Les type de ponts

Plusieurs facteurs et critères influencent le choix de type de pont qui sera construit, les caractéristiques naturelles, la distance ou la portée sur laquelle il doit s'étendre ainsi que celle qu'il doit y avoir en dessous de pont, le matériau nécessaire, la main d'œuvre, le type de circulation et le coût de sa construction.

Selon leur structure on peut définir cinq type de ponts : les ponts voûtés, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts haubanés. Chaque type de pont est adapté à une plage de portée, les ponts suspendus permettant les plus grandes portées.

I.2.1 pont à voûtes en maçonnerie

Le pont à voûtes est l'une des grandes familles de ponts utilisés durant l'Antiquité et le Moyen-Âge jusqu'au 19^e siècle.

Les ponts à voûtes sont constitués de pierres taillées et assemblées de telle sorte que les joints soient à peu près perpendiculaires à l'intrados, les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression (ils ne sauraient résister à un quelconque effort de traction). Les efforts se répartissent sur les piles et sur les culées à chaque extrémité pour résister à la compression.

Ce type de pont présente de nombreux problèmes à la construction de cintre, approvisionnement en bois, confection d'appui en rivière et résistance au crues.

I.2.1.1 Description

La voûte est délimitée par deux surfaces courbes, la première surface appelée « l'extrados » qui est la surface extérieure de la voûte et la deuxième surface est « intrados ou douelle » représentée par la surface intérieure de la voûte. Le rôle des deux surfaces est de résister à la compression.

L'intrados est généralement une courbe géométrique : arc de cercle, arc de parabole, etc. La courbe naît sur les verticales limitant les culées.

Les naissances sont les points d'intersection de la ligne d'intrados avec ces verticales, l'ouverture est la distance qui sépare les culées. La ligne qui joint les naissances s'appelle ligne des naissances ou corde. Elle est presque toujours horizontale. La flèche "f" est la distance verticale qui sépare la ligne d'intrados de la ligne des naissances.

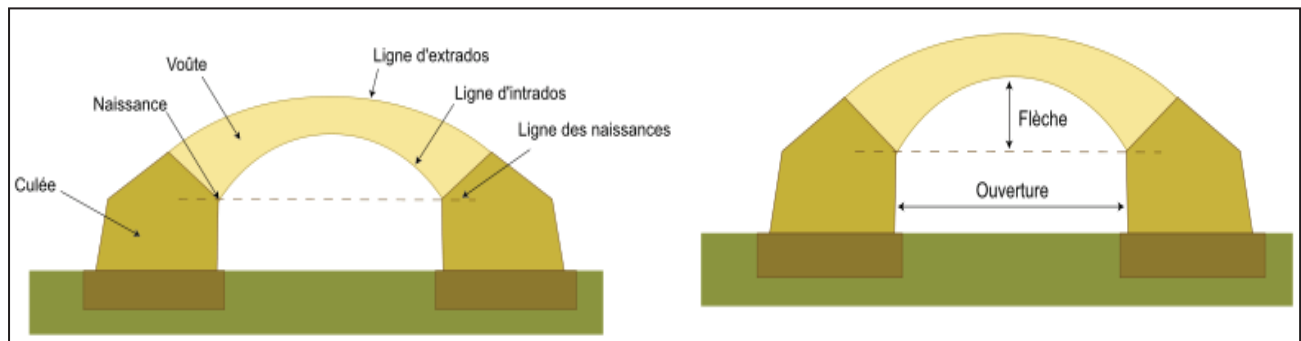


Figure I.1

Pont à voûte et ses caractéristiques

I.2.2 les ponts en arc

Un pont en arc est un des types de pont les plus anciens, dont l'intrados ou l'extrados est en forme d'arc, ce sont des structures travaillant en compression et ils ne peuvent être construits qu'en présence de roche résistante.

Les charges verticales sont supportées par les arcs ou les voûtes, en créant des réactions obliques dans les fondations qui compriment la structure. Donc c'est un avantage pour les matériaux qui travaillent mal à la traction.

On peut distinguer les ponts en arc par-dessus, avec le tablier suspendu à l'arc, les ponts en arc par-dessous, avec le tablier porté par l'arc et les ponts bow-string qui comprennent des tirants travaillant en traction et reprennent les efforts horizontaux transmis par l'arc.

Dans la grande famille des ponts en arc, on retrouve deux sous-familles, les ponts en voûte, et les ponts en arc fabriqués avec des matériaux nouveaux.

I.2.2.1 Les ponts voûtés

Les ponts à voûtes peuvent être classés dans la famille des ponts en arc, car ils ont la même forme, mais les ponts à voûte se différencient des ponts en arc par :

- L'utilisation de la théorie des voûtes dans le calcul.
- Leurs procédés de construction.

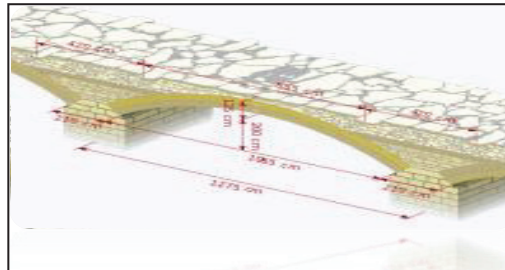


Figure I.2 Pont en voûte

I.2.2.2 Les ponts en arc contemporains

Ils sont construits avec des matériaux nouveaux, inexistant dans les ponts en voûtes, construits généralement avec deux arcs, mais les ouvrages modernes ont été conçus avec un seul arc, soit central ou excentré. L'arc peut être soit métallique, en béton armé ou en béton précontraint. Le fonctionnement mécanique des ponts en arc est la résistance à la compression et la flexion.

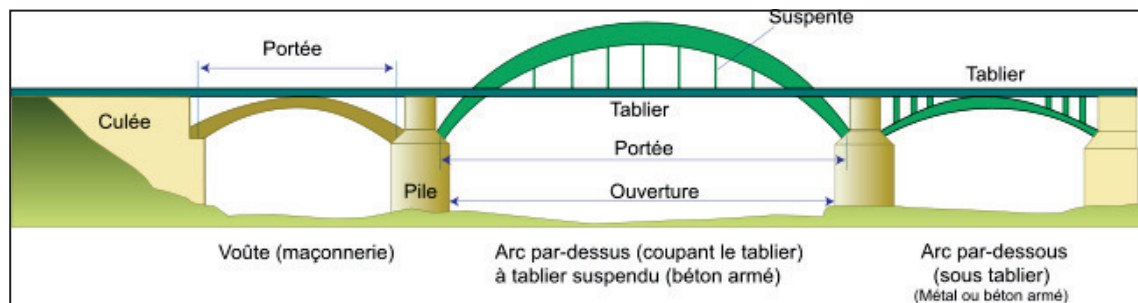


Figure I.3 Schéma avec représentation des différents ponts en arc

I.2.2.3 Fonctionnement et comportement mécanique

I.2.2.3.1 Les ponts voûtés

La pierre étant un matériau incompressible, disponible et durable, qui résiste bien à la compression et qui a une résistance très faible à la traction. L'ensemble des charges sont reporté sur les voûtes qui seront par la suite transmis aux culées.

I.2.2.3.2 Les ponts en arc contemporains

Les arcs des ponts à poutres en arc sont flexibles. Ils peuvent être encastrés de chaque côté de l'ouvrage, comme pour les ponts voûtés, ou bien articulés.

I.2.3 Les ponts poutre

Dans cette famille de pont, le tablier est porté par des poutres soit à âmes pleines, caissons, treillis et bow-strings. Leur structure peut être en bois, en acier, en béton armée ou précontraint.

La solidarisation des poutres se fait au moyen de la dalle et les entretoises, ces dernières assurent la reprise des moments d'encastrement en torsion des poutres et le relevage du tablier à l'aide de vérin pour changer les appareils d'appui.

Les ponts en béton précontraint sont les plus économique, pour la pré-tension la longueur des poutres peut atteindre 30 mètre, en post-tension les portées sont entre 30 et 50 mètre. Plus le nombre de poutre est grand plus cette conception est intéressante.



Figure I.4 Pont poutre en béton précontraint

I.2.3.1 Principe

Ce procédé de construction consiste à réaliser le tablier d'un pont au moyen de poutres préfabriquées, mises en place sur leurs appuis définitifs avec dispositifs de manutention et de pose appropriés et reliés entre elles, dans le sens transversal, par un hourdis sous chaussée et des entretoises.

L'ouvrage ainsi réalisé comporte :

- **Généralement**

- Des travées isostatiques indépendantes, séparées par des joints de dilatation.
- Ou des travées isostatiques dont le hourdis sous chaussée est rendu continu par l'intermédiaire de dalles souples, dans le but d'améliorer le confort des usagers en supprimant les joints de dilatation.

- **Plus rarement**

Dans le but d'économiser de la matière en profitant des avantages de l'hyperstaticité, les travées sont rendues continues mécaniquement
Plusieurs types d'ouvrages ressortent de cette méthode de construction en fonction des longueurs des travées :

- Les ouvrages de faibles portées (les portées de 10 à 20m), les poutres sont en générale en béton armé, et jusqu'à 30 mètre environ les ponts sont constitués généralement de poutrelles précontraintes par pré tension. L'intérêt des poutres préfabriquées réside alors essentiellement dans l'industrialisation et la standardisation des ouvrages.
- Les ouvrages de portées moyennes, jusqu'à 50m, type viaducs, les poutres sont constituées en béton précontraint par post-tension.

I.2.3.2 Avantages et inconvénients du procédé

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier est en général de meilleures qualités que celui qui est mis en place sur échafaudages.
- La préfabrication permet l'encombrement des échafaudages.
- Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type.
- Le coffrage peut être utilisé un grand nombre de fois.

- Les poutres préfabriquées ont l'avantage de gagner le temps dans l'exécution et aussi dans la suppression des cintres.
- garantie une meilleure qualité et la source d'économie au niveau de la main d'œuvre à cause de la répétitivité, ce qui va permettre une certaine industrialisation.

Plusieurs inconvénients se présentent dans les ouvrages à poutre :

- les talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.
- L'apparition des déformations différées dans les poutres, fluage et le retrait du béton.
- le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme.
- La pose des poutres exige des moyens exceptionnels très coûteux avec l'augmentation du poids de poutres (> 120 t).
- Ces déformations entraînent des ondulations dans le revêtement de la chaussée au voisinage de la clé de chaque travée, ce qui va embarrasser la sécurité et le confort des usagers.

I.2.3.3 Domaine d'emploi

- Pour les poutres préfabriquées le domaine d'emploi s'étend de 25m à 50 m, la portée économique étant généralement comprise entre 30m et 40m pour les ouvrages dont les fondations sont faciles et les piles de faible hauteur.
- Les viaducs d'accès qui devant dégager des gabarits importants, avec des fondations difficiles et des piles hautes, dont les travées ont 50m de portée.
- Les ouvrages biais, de longueurs variables ou courbes.

I.2.4 les ponts suspendus

Un pont suspendu est un ouvrage comportant un tablier en acier ou en béton, dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales qui sont reliées à un câble parabolique principale, dont les extrémités sont ancrées dans des massifs d'ancrages.

Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges et les surcharges aux câbles porteurs. Ils travaillent en traction.

Ce type de pont est généralement choisi pour franchir des fleuves ou des bras de mer très fréquentés où de gros bateaux circulent, à cause de l'absence de piliers régulièrement espacés.



Figure I.5 Pont suspendu

I.2.4.1 Avantages et inconvénients

Les ponts suspendus permettent d'avoir des portées importantes, la minimisation des piliers et des fondations, et même l'épaisseur de tablier est fine ce qui améliore l'esthétique de notre construction, mais en contrepartie, présente un certain nombre d'inconvénients :

- Si l'action du vent est mal estimée, cela donne naissance à deux phénomènes, phénomène de résonance et le phénomène de couplage aéroélastique, qui peut provoquer une torsion du tablier.
- La nécessité de massifs d'ancrage imposants et lourds, pour retenir la stabilité de pont.
- Le coût d'entretien et la difficulté de remplacement des câbles deviennent un travail très dur.
- Le temps de remplacement des câbles nécessite plusieurs mois d'intervention ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.
- Les déformations dues à la souplesse de l'ouvrage.
- les contraintes sismiques qui peuvent provoquer des oscillations sur le tablier et sur l'ensemble du pont.

I.2.5 Les ponts à haubans

Les ponts à haubans sont des constructions où le tablier est suspendu par des câbles, ils tiennent grâce aux câbles obliques qui partent symétriquement des pylônes, ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, ou en deux nappes latérales disposés en harpe ou en éventail. La très grande portée aujourd'hui est réalisée dans le Pont de l'île Rousski, l'ouvrage à une longueur de 1 872 mètres, avec 1 104 m entre ses deux pylônes.

Les ponts à haubans ont de moins grandes portées que les ponts suspendus à cause de la hauteur élevée des piliers où sont rattachés les haubans, qui va rendre notre structure fragile et plus vulnérable au vent et aux vibrations engendrées par la circulation.

On peut trouver plusieurs classes des ponts haubanes :

- Les ponts symétriques à trois travées.
- Les ponts à pylône unique.
- Les ponts à travées haubanées multiples.



Figure I.6 Pont à haubans

I.2.5.1 Les principaux avantages

- Par rapport au pont suspendu, on économise sur l'énorme câble qui supporte l'ensemble du poids de l'ouvrage. Il est donc moins cher à construire.
- Pendant le temps de l'entretien, il n'est pas nécessaire d'arrêter entièrement la circulation.
- L'inutilité de réaliser un massif d'ancrage aux berges, à cause de la bonne répartition des forces au niveau des piliers.
- Sa structure stable permet de construire ce type de pont sur à peu près tout type de terrains.

I.2.5.2 Position de la nappe

- le choix de la nappe axiale est préférable par rapport à l'esthétique, et destiné au ouvrages avec des portés de 400 à 500 mètres. Le tablier doit être large et disposer d'un terre-plein central car dans le cas contraire on aura des problèmes de croisement des véhicules. Ce choix nécessite la mise en œuvre d'un tablier rigide en torsion.

- Le choix de nappes latérales est possible pour les petites portées, par contre il est obligatoire pour les très grandes portées supérieures à 500 mètres en raison de la nécessité de stabiliser le tablier au vent.

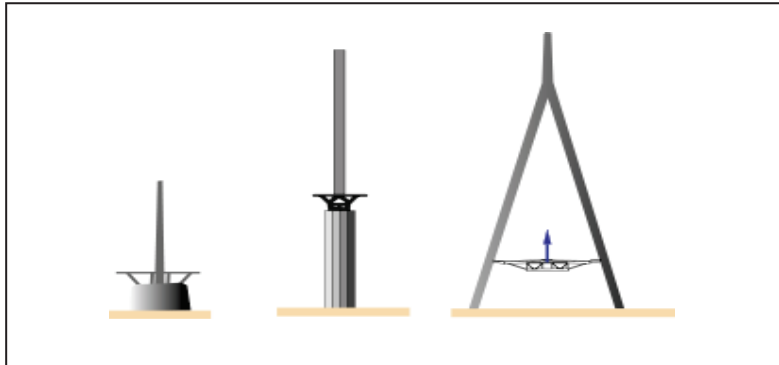


Figure I.7 Différents types de pylônes pour un pont à nappe axiale

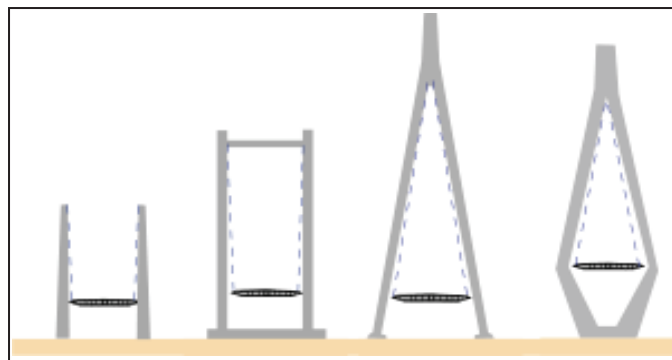


Figure I.8 Différents types de pylônes pour un pont à nappes latérales, de gauche à droite : double mât latéral indépendant, double mât latéral entretoisé, pylône en Y renversé et en V renversé.

I.2.5.3 Forme de la nappe

On distingue trois types de nappes :

- **En éventail** : les haubans sont ancrés en un seul point d'ancrage en tête de pylône.
- **En semi-éventail** : les haubans sont ancrés sur une hauteur donnée en tête d'ancrage et se déploient ensuite en éventail.
- **En harpe** : les haubans sont parallèles entre eux.

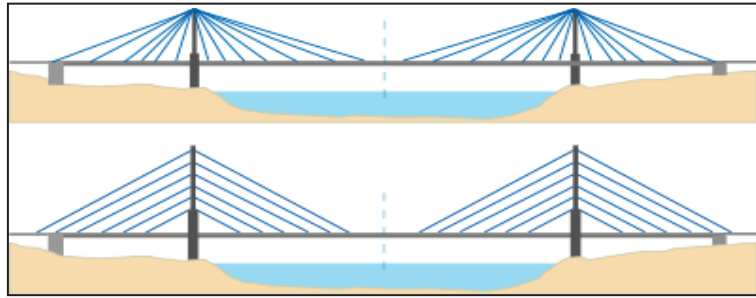


Figure I.9 les formes de nappes

Les haubans sont souvent comparés, et confondus, avec les câbles de précontrainte. Bien que technologiquement proches, mais leur nature et leur fonctionnement sont totalement différents.

Contrairement aux câbles de précontrainte, les haubans sont directement exposés aux agressions de l'environnement : pluie, vent, rayonnement ultra-violet, cycles gel-dégel, etc.

Le mouvement relatif des pièces en contact, même de très faible amplitude, entraîne une abrasion avec production de débris dont les conséquences sont multiples :

- Accroissement des jeux et pénétration de débris dans les joints de grains.
- Oxydation des débris, coulures de rouille dans le cas de l'acier.
- Mise en pression des débris dans l'interface.
- Dislocation et amorce de fissures de fatigue.

Plusieurs facteurs influent sur le vieillissement des haubans, dont on peut citer :

- Les sollicitations mécaniques.
- Sollicitations purement environnementales.
- Sollicitations provisoires de construction.
- Incendies à proximité des haubans.

I.3 Les désordres dans les ponts

Le diagnostic d'un ouvrage est une étape importante dans le processus de la réhabilitation des ponts en situation de dégradation. Il permet avant tout de se prononcer sur son état et de voir quelles sont les différentes pathologies dans l'ouvrage, pour bien déterminer les méthodes nécessaires pour le réparer.

Les principaux désordres qui apparaissent dans les structures en béton armé ou en béton précontraint sont :

I.3.1 La fissuration

La fissuration du béton varie suivant plusieurs types, chaque type de fissuration est causé par une ou plusieurs sources :

- **Le faïençage** : c'est un réseau de microfissures qui affecte principalement la couche superficielle du béton.
- **Les microfissures** : ce sont des fissures très fines dont la largeur est inférieure à 0,2 mm.
- **Les fissures** : ce sont des ouvertures linéaires au tracé plus ou moins régulier dont la largeur est d'au moins 0,2 mm.

I.3.1.1 Les causes des fissures

- **Les causes dues aux propriétés des matériaux**, soit par le retrait suite à l'évaporation de l'eau de gâchage, le gonflement engendré par la réaction exothermique du liant ou encore à la résistance mécanique de la cohésion du liant.
- **Les causes directes externes**, causé par les déformations excessives dues aux charges, des déformations sous l'action des variations de la température ou sous l'action de l'humidité.
- **Les causes externes indirectes**, tels que les tassements différentiels des fondations.
- **Les causes dues à un phénomène de corrosion des armatures**, cela est due à l'augmentation de volume des aciers corrodés, donc augmentation de la contrainte au droit de l'armature corrodé, ce qui va provoquer l'apparition d'une fissure.

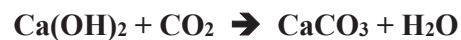


Figure I.10 Fissuration du béton

I.3.2 Carbonatation des bétons

La carbonatation des bétons est un phénomène chimique, ou il se passe une réaction entre l'hydrate de chaux dans le béton et le CO_2 contenu dans l'air, ce qui conduit à une diminution des quantités d'alcalines présentes dans le béton et par conséquent une diminution du PH du béton de 13 à 13.5 dans les béton normales a 9 dans les béton qui ont subi une carbonatation.

L'écriture simplifiée de cette réaction est la suivante :



Cette réaction produit du carbonate de calcium et de l'eau ce qui va provoquer une modification lente de la structure du matériau et un changement de son comportement.



Figure I.11 Carbonatation du béton

I.3.3 La corrosion des armatures

Autour des aciers se forme un film passif d'une solution solide de Fe_3O_4 - Fe_2O_3 permettant de réduire la vitesse de corrosion, la corrosion des armatures est un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$, elle peut se faire dans les cas où le béton d'enrobage est carbonaté ou si la teneur en chlorure est élevée.

I.3.3.1 Types de corrosion des armatures

Il existe plusieurs types de corrosions :

- **La corrosion uniforme** : cela est observé le plus souvent sur les métaux dans les milieux acides, la perte de matière est plus ou moins uniforme sur toute la surface des armatures.
- **La corrosion galvanique ou corrosion bimétallique** : ce type de corrosion est due par la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux qui ont un potentiel de corrosion différent et par la suite une corrosion accélérée qui affecte le métal ayant un potentiel de corrosion le plus négatif.
- **La corrosion caverneuse** : cette attaque est observée dans les zones où le métal est fissuré ou les autres endroits peu accessibles à l'oxygène. Elle est due par une pile électrochimique créée par la différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure.
- **La corrosion par piqûres** : ce type de corrosion est traduit par des cavités de quelques dizaines de micromètres de diamètre sur le film d'oxyde mince, produite par des anions comme halogénures, et plus particulièrement les chlorures.
- **La corrosion sous contrainte** : cette corrosion est due à une réaction électrochimique au niveau des fissures dans le métal où ses fissures sont générées aux contraintes mécaniques.



Figure I.12 Armature corrodée

I.3.3.2 Processus de la corrosion

Avant que l'armature soit placée dans le coffrage, elle est rouillée, parce qu'elle a d'abord été exposée à l'atmosphère. La ferrite de calcium hydraté ($4\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$) est formé par

l'eau de gâchage qui pénètre à travers les pores de la rouille, l'eau réagit avec l'acier métallique et forme sur sa surface une fine couche d'hydroxydes de fer $[\text{Fe}(\text{OH})_2]$ et de calcium $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$.

L'agent agressif pénètre dans le béton, ce qui donne naissance à des réactions chimiques qui détruit le film passif qui protège l'armature de la corrosion, la formation de la rouille déclenche, et l'enrobage commence à être fissurée.

A partir des fissures créées au niveau de l'enrobage, l'oxygène qui peut s'infiltrer dans le béton, par la suite via le réseau poreux, finit par atteindre la surface de l'acier. Sur cette surface, dans la zone cathodique, l'oxygène est réduit en ion hydroxyde (OH^-). La production d'ions hydroxyde fait augmenter le PH de la solution interstitielle jusqu'à une valeur de pH proche de 13.

Souvent, la réaction cathodique associée à la corrosion des aciers dans le béton. Par contre l'eau peut être réduite en dihydrogène dans le béton qui a un pH entre 8 et 9.

L'écriture simplifiée de cette réaction est la suivante :



Les armatures finissent par rompre après la diminution de la section d'acier due à la réaction anodique correspondante est la dissolution de l'acier. Par contre l'acier est bien protégé et il n'y aura pas de dommages détectables dus à la corrosion lorsque les ions Fe_2^+ s'oxydent ensuite en Fe_3^+ , et ils se mettent à la surface de l'acier ou sont dissous dans la solution interstitielle. Par la suite les oxydes Fe_3^+ hydrolysés se trouvent alors sous la forme $\text{Fe}(\text{OH})_3$, qui forme un film mince passif à la surface de l'acier qui va retarder la dissolution du fer et protéger l'acier.

Dans le cas où le béton a été carbonaté donc diminution de pH jusqu'à une valeur de 9 ou lorsqu'une quantité d'ions chlorure Cl^- a pénétré dans le béton, saturé en eau, et atteint l'armature, la section de l'acier peut continuer de se réduire jusqu'à la rupture de l'armature.

I.3.3.3 Les conséquences de la corrosion

Les principales conséquences de la corrosion sont :

- Une augmentation importante de volume ainsi qu'une perte de la section efficace de l'armature.
- L'apparition des fissures, des épaufrures, des décollements et toutes les différentes pathologies.

- Une perte de capacité de résistance due à la diminution de la section efficace.

I.3.3.4 Techniques de prévention des armatures

- Nettoyage de l'acier, mettre sur la surface une couche protectrice ou lubrifiante.
- Mettre une couche protectrice ou lubrifiante, galvaniser, solution anti-rouille.
- Augmentation des enrobages et amélioration de la compacité du béton pour limiter les échanges avec le milieu extérieur.
- L'injection de nanoparticules, la récalcinisation du béton carbonaté et l'élimination des ions chlorure.
- Entretien et réparation réguliers de l'ouvrage pour réduire ou éviter les fissurations.
- Systèmes de prévention cathodique pour injecter du courant afin de supprimer la corrosion.
- Traitement des bétons carbonatés à l'aide de matrices de polymères renforcées de fibres de carbone.
- Traitement des bétons attaqués par les ions chlorures à l'aide de microcapsules.

I.4 Cas expérimentale

Cette étude a été réalisée par **Nassima KHAL** de l'université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, au niveau de laboratoire de recherche géomatériaux, environnement et aménagement (**L.G.E.A**). Des essais de colorimétrie aux nitrates d'argent sur des éprouvettes témoins et éprouvettes subissant à la corrosion accélérée ont été réalisés dans le but de l'évaluation de l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur la pénétration des chlorures qui vont corroder les armatures.

La distance de pénétration de nitrate d'argent qui est vaporisé en deux fois sur la surface des éprouvettes est :

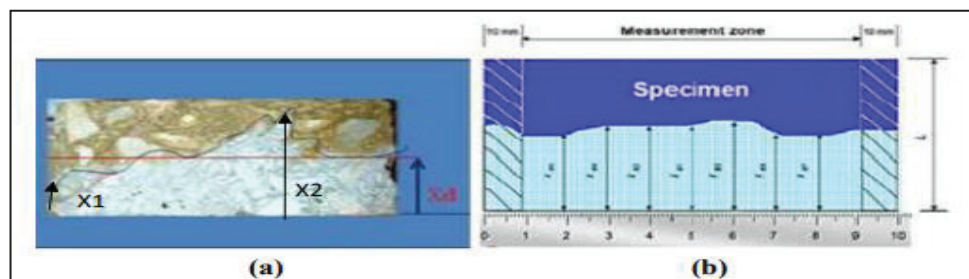


Figure I.13 Mesure de la profondeur de pénétration des ions chlorures [9]

Interprétation des résultats : La profondeur de pénétration des chlorures est variable le long de l'éprouvette, on remarque qu'il y'a une distance maximale X_2 et minimale X_1 de propagation de chlorure, avec une valeur moyenne X_d .

Des essais Ultrason ont été réalisés sur les éprouvettes à différentes épaisseur d'enrobage pour voir si l'enrobage a une influence sur la résistance des éprouvettes. Les résultats des résistances mesurées sont montrés dans les deux figures suivantes :

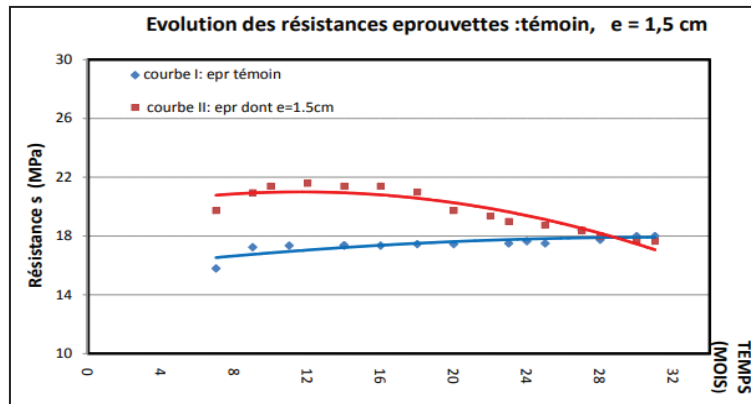


Figure I.14 Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette en fonction du temps [9]

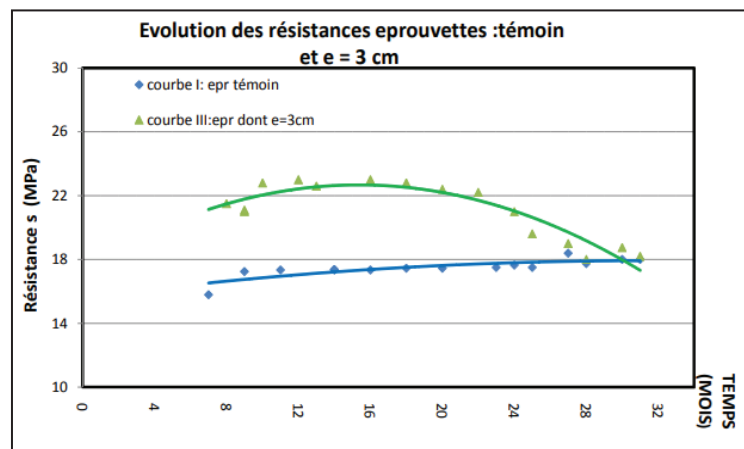


Figure I.15 Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant la corrosion accélérée en fonction du temps [9]

Interprétation des résultats : Dans les deux cas, à partir des courbes d'évolution de la résistance des éprouvettes soumises à la corrosion accélérée, on peut constater que les deux courbes ont la même allure quel que soit l'épaisseur de l'enrobage.

Pour mieux visualiser l'effet des chlorures sur la vitesse de corrosion des armatures du milieu et des extrémités, les paramètres électrochimiques ont été mesuré grâce aux courbes de Tafel, ces paramètres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 Caractéristiques électrochimiques des armatures des différentes éprouvettes [9]

Nom D'éprouvette	Position d'armature	i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	R_p (kohm.cm ²)	E_{corr} (mV)	T_{corr} ($\mu m/an$)	Taux d'inhibition due à la position milieu/extrémité	Taux de corrosion entre les extrémités	Taux de corrosion entre les milieux
Eprouvette témoin	extrémité	0,6501	50,28	-401,6	7,507	48,92	-	-
	milieu	0,3320	80,41	-429,7	3,834			
Eprouvette subissant à la corrosion accélérée dont e= 1.5cm	extrémité	3,2197	10,00	-551,4	37,18	57,69	79,80	75,62
	milieu	1,36	14,98	-529,4	15,73			
Eprouvette subissant à la corrosion accélérée dont e= 3cm	extrémité	1,6951	15,87	-533,3	19,57	38,84	61,64	68,15
	milieu	1,0429	26,88	-426,1	12,04			

i_{corr} : La vitesse de corrosion.

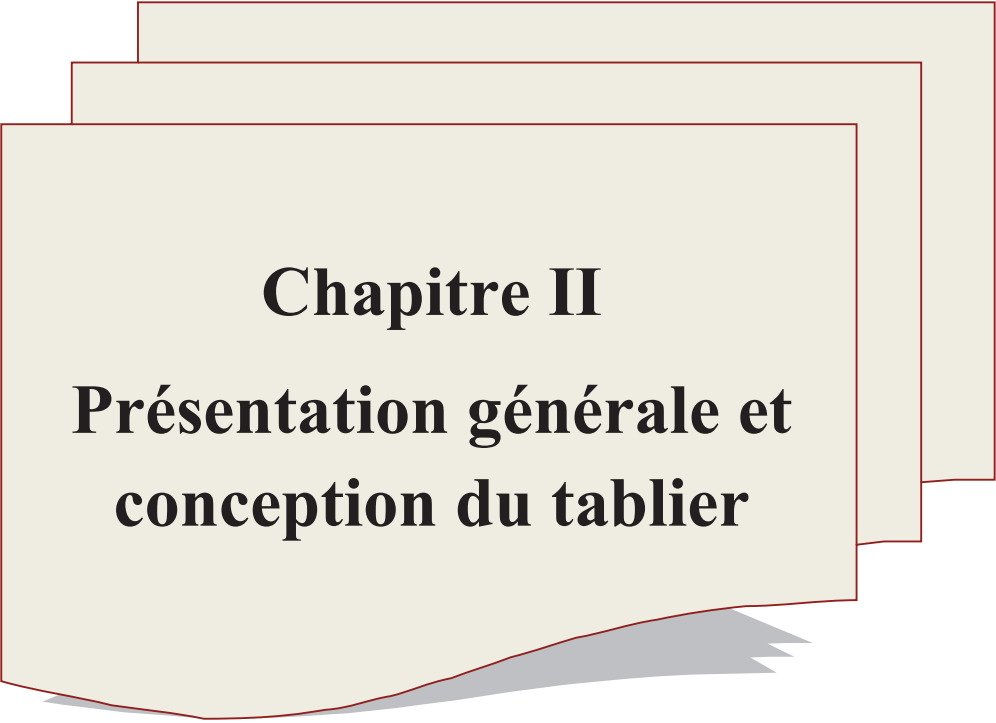
E_{corr} : Potentiel de corrosion.

R_p : Résistance de polarisation.

Interprétation des résultats : On constate d'après ses résultats du tableau que plus l'épaisseur de l'enrobage est faible plus les armatures sont exposées à la corrosion sous l'effet de la pénétration des chlorures, et confirme que plus les armatures sont passivées, moins elles sont exposées au risque de corrosion.

1.5 Conclusion

La présence d'agents agressifs dans le milieu environnant la pièce du béton augmente le taux de corrosion des armatures. Le degré de corrosion des pièces en béton armée dans un milieu chloruré est conditionné par l'épaisseur de l'enrobage qui joue un rôle important dans la passivation des armatures.



Chapitre II
Présentation générale et
conception du tableau

II.1 Introduction

Ce type d'ouvrage est réalisé dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basse par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

La construction par encorbellements successifs utilise le principe de la balance, chaque bras participe à l'équilibre.

- Utilisation de fléau symétrique.
- Équilibre de part et d'autre des piles.
- jonction des fléaux par des joints plus ou moins larges pour réaliser la continuité.

II.1.1 Principe général

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution. (J. MATHIVA, 1979) [10]

Pour les ponts construits par encorbellement à partir des appuis, on peut distinguer deux types de construction, Construction par encorbellement à partir des piles, construction par encorbellement à partir des culées.

II.1.1.1 Construction par encorbellement à partir des piles

Construire l'ouvrage fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau est réalisé en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs, pour ne pas créer des moments de renversement élevés.

La construction dissymétriquement aux piles peut être réalisée de différentes manières :

- En utilisant un appui provisoire, ou l'adjonction d'une ou plusieurs palées provisoires au fur et à mesure de l'avancement.
- En utilisant un cintre pour bétonner certaines parties du tablier en place servant de contrepoids à celles qui sont construites par encorbellement.

- Par lestage ou par ancrage de l'extrémité d'une des consoles pendant la construction de l'autre.
- En assurant l'équilibre des consoles d'une même travée deux par deux au moyen de poutres de butée.
- La construction par encorbellement sur une console après avoir solidarisé l'autre console avec le fléau adjacent.

II.1.1.2 Construction par encorbellement à partir des culées

Cette méthode de construction à l'inconvénient de créer des moments de renversement très importants, ces moments doivent être équilibrés pour garder la stabilité de la structure avec des appuis provisoire à l'avant des culées, contrepoids formé par le poids propre de la culée.

Après leur construction par encorbellement, les fléaux doivent être reliés entre eux avec plusieurs systèmes :

- Systèmes à consoles articulées.
- Systèmes à consoles avec travée suspendue.
- Systèmes rendus continus.

La construction par encorbellement peut être exceptionnellement à partir de palées ou d'échafaudages provisoires.



Figure II.1 Voussoir coulé en place par l'équipage mobile

II.1.2 Avantages et limites de la méthode de construction par encorbellement**II.1.2.1 Avantages**

- Libérant l'espace situé au-dessous de l'ouvrage et suppression des cintres et échafaudages.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- Le cycle répétitif permet l'augmentation du rendement de la main d'œuvre.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués
- permet des portées très spacieuses (de 50 m environ jusqu'à 300 m).
- permet des géométries très variées en plan.
- voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipages mobiles).

II.1.2.2 Inconvénients et limites

- Ouvrages lourds (plus lourds que les ouvrages mixtes).
- la répartition du poids propre entraîne des ouvrages épais sur appuis.

II.2 Présentation de l'ouvrage**II.2.1 Tracé en plan**

Le tracé en plan d'une route est constitué d'une succession de courbes et d'alignements droits, séparés ou pas par des raccordements progressifs, les caractéristiques géométriques de la route sont déterminées à partir de la vitesse de base sur cette route.

Ce tracé doit respecter et assurer de bonnes conditions de sécurité et de confort toutes en intégrant au mieux la topographie de site.

L'adaptation maximum le tracé au terrain naturelle et le respect des pentes maximales, sont les principales règles à respecter dans le tracé en plan.



Figure II.2 tracé en plan

Dans notre projet, l'ouvrage est un viaduc de longueur totale de 220m, pour le franchissement d'oued sidi Daoud, il a une structure géométrique droite de longueur 220 m.

II.2.2 Profil en long

Le profil en long d'une route exprime la variation de l'altitude de l'axe routier en fonction de l'abscisse curviligne.

Le profil en long est composé segments droites raccordés par des paraboles. Le tracé de la ligne rouge doit répondre à certaines conditions concernant le confort, la visibilité, la sécurité et l'évacuation des eaux pluviales.

Le profil en long doit assurer pour le conducteur une continuité dans l'espace de la route afin de lui permettre de prévoir l'évolution du tracé et une bonne perception des points singuliers.

Le profil en long de la voie routière présente une pente de 6% en partant de niveau 1116.62m de rive gauche pour arriver à 1129.82m en rive droite.

II.2.3 Profil en travers

Le profil en travers d'une chaussée est une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de l'ensemble des points définissant sa surface sur un plan vertical, dont il est indiqué la largeur roulable, largeur des voies et des trottoirs (s'ils existent).

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 14\text{m}$ et la largeur chargeable $L_c = 13\text{m}$.
- Nombre de voie de circulation est : 3 voies de 3.5m.
- Bande d'arrêt d'urgence de 3m.
- Berme de 1.5 m.
- La pente du versant 2.5%, elle est assurée par le dénivellement au niveau des appareils d'appui.



Figure II.3 profil en travers

II.2.4 Données de projet

II.2.4.1 Données géotechniques

- **Caractéristiques et détails de l'ouvrage d'art projeté**

L'ouvrage est un viaduc de longueur de 220m, et une largeur de 16m, réalisé dans le but de franchissement d'oued Sidi Daoud.

- **Reconnaissance géotechnique effectuée au droit de l'ouvrage**

Les résultats des reconnaissances du sol sont des paramètres très importants pour déterminer la capacité de sol, ainsi que leur comportement dans les différents états. Les reconnaissances de sol déterminent le type de fondation et leur dimension.

Les résultats des essais sont comme suite :

Tableau II.1 Les résultats géotechniques

Modèle géotechnique et caractéristique pressiométriques de calcul						
Configuration stratigraphique au droit de l'ouvrage	Profondeur (m)	Em (kPa)	Pl* (kPa)	Pf (kPa)	Em / Pl	α
Limon argilo sableux ferme de couleur ocre avec quelque grave,	de 0,00 à 3,00	6907	695	512	10	2/3
Pélite argileuse consolidée verdâtre avec passages de calcaire	de 3,00 à 15,00	56976	3987	2339	14	2/3

Em : Module pressiométrique.

pl* : Pression limite nette.

pf : Pression de fluage.

α : Coefficient rhéologique.

Tableau II.2 Les charges Q autorisées des pieux

Charges autorisées Q							
ELS Quas.Perm		ELS Rares		ELU Fondam.		ELU Accid.	
Qmax(KN)	Qmin(KN)	Qmax(KN)	Qmin(KN)	Qmax(KN)	Qmin(KN)	Qmax(KN)	Qmin(KN)
4578	0,00	5827	-2136	8089	-3204	9437	-3451

ELU : états-limites ultimes.

ELS : états-limites de service.

ELS Quas.Perm : combinaisons de charges ELS quasi permanentes.

ELS Rares : combinaisons de charges ELS rares.

ELU Fond : combinaisons de charges ELU fondamentales.

ELU Accid: combinaisons de charges ELU accidentelle.

II.2.4.2 Données Climatiques

- **Vent**

Les efforts sont fixés par le **RCPR 2008**, ce sont des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces de la structure. Les valeurs de leur intensité caractéristique sont :

2.00kN/m² pour les ouvrages en service.

1.25kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

- **Température**

Dans le calcul des constructions, les effets de la température sont pris en compte, elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température maximale est +35°C et la température minimale est -15°C, et une variation journalière de $\pm 10^\circ \text{C}$.

Pour le gradient thermique il est de $\pm 12^\circ \text{C}$ en phase de construction et de $\pm 7^\circ \text{C}$ en phase de service.

- **Neige**

L'effet de la neige n'est pas pris en considération dans les calculs des ponts.

II.2.4.3 Données Sismologique

Chaque séisme est caractérisé par un spectre de réponse en déplacements, vitesses ou accélérations, selon le RPOA 2008, Le territoire algérien se divise en cinq zones sismiques.

Zone 0 négligeable.

Zone I faible.

Zone IIa moyenne.

Zone IIb élevée.

Zone III très élevée.

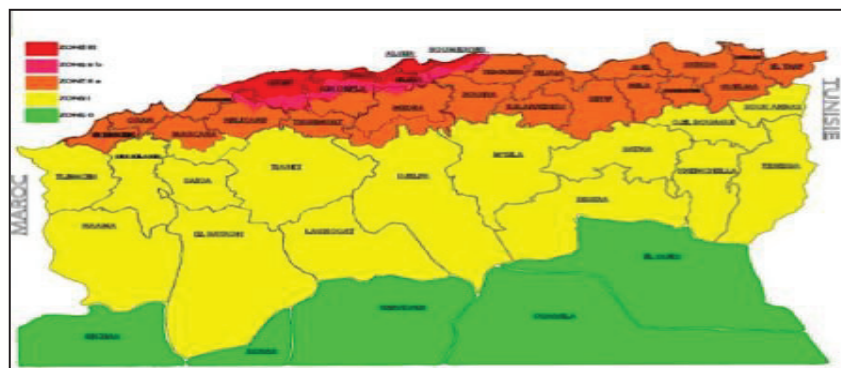


Figure II.4 Zones sismiques

II.3 Les règlements de calcul

- Règles **B.A.E.L. 91 modifiées 99** << règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites. >>
- Règles **B.P.E.L. 91 révisé 99** << règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.>>
- Règles **R.C.P.R** << Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. >>
- Guides **SETRA** << Guide technique. >>
- Règles **R.P.O.A 2008** << Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. >>

II.4 Les matériaux de construction

II.4.1 Le Béton

Le béton est un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

Le liant peut être « hydraulique », comme le ciment, car il fait prise par hydratation, on obtient dans ce cas un béton de ciment, ou un liant hydrocarboné comme le bitume, ce qui conduit à la fabrication du béton bitumineux.

II.4.1.1 Dosage de ciment

Tableau II.3 Caractéristique du béton en fonction du dosage ciment [3]

Dosage en Kg/m ³ de ciment					
f _{c28} Mpa	f _{t28} Mpa	CC (contrôle courant)		CS (Auto-contrôle surveillé)	
		32.5 et 32.5R	42.5 et 42.5R	32.5 et 32.5R	42.5 et 42.5R
16	1.56	300	/	/	/
20	1.8	350	325	325	300
25	2.1	*	375	400	350
30	2.4	Non admis	*	*	*

* cas à justifier par une étude appropriée

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 450kg/m³ de ciment type CPA 325 ou équivalent. (M.BENREDOUANE, 2017)[3]

II.4.1.2 La masse volumique

La masse volumique de béton est 22 KN/m^3 et 25 KN/m^3 pour le béton armée.

II.4.1.3 Résistance caractéristiques

II.4.1.3.1 Résistance à la compression

La valeur caractéristique requise, notée f_{c28} définit la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours. Elle dépend du dosage et de la qualité de ciment et des règles de contrôle qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

A partir de la valeur de résistance à la compression à 28 jours, on peut avoir la résistance à j jours, avec les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

II.4.1.3.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction est obtenue par un essai de traction axiale, il existe deux modes opératoires, flexion d'éprouvettes prismatiques non armées et fendages diamétral d'une éprouvette cylindrique (Essai Brésilien).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \ll \text{B.A.E.L. 91modifiées 99} \gg$$

II.4.1.4 Contraintes admissibles

II.4.1.4.1 Contraintes admissibles à la compression

✓ Etat limite ultime

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$; avec γ_b coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que la réduction possible de la résistance des matériaux. Ce coefficient est égal à 1.5 en situations durables ou transitoires (fondamentales) et 1.15 en situations accidentelles.

Le coefficient θ égal à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsque elle est inférieure à 1h.

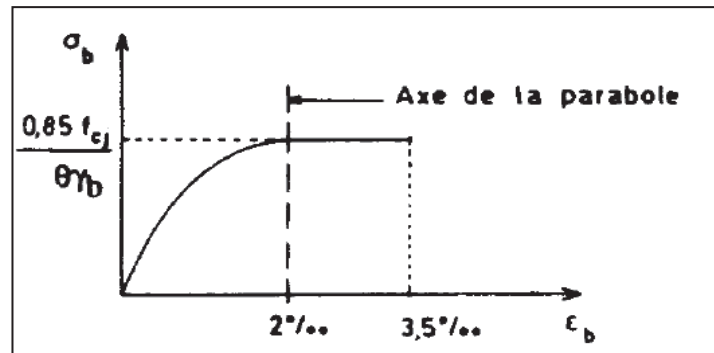


Figure II.5 Diagramme des contraintes en fonction des déformations

✓ Etat limite de service

Si l'ouvrage est en construction ou situation accidentelle $\sigma = 0.6f_{c28}$.

II.4.1.5 Déformation longitudinale

II.4.1.5.1 Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \ll \text{B.A.E.L et B.P.E.L} \gg$$

II.4.1.5.2 Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \ll \text{B.A.E.L et B.P.E.L} \gg$$

II.4.1.6 Déformation transversale

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$; d'où ν est le coefficient de Poisson qui représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Il est égal à 0.0 pour le calcul de sollicitation et 0.2 pour le calcul de déformation.

II.4.2 Aciers

L'acier est un alliage de fer carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient l'acier doux (0.15 à 0.25%) ou des aciers mi-durs (0.25 à 0.4%).

Il existe deux types d'aciers, aciers passifs pour reprendre l'effort tranchant afin de limiter les fissures et les aciers actifs pour la précontrainte.

II.4.2.1 Les aciers passifs

Pour le béton armé, on utilise souvent les armatures à haute adhérence de nuance Fe E400 et Fe E500. Les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique garantie f_e de ces aciers est de 400 à 500 MPa.

- Module d'élasticité longitudinale des aciers :

Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE50 type 1

$$f_e = 500 \text{ MPa}, \quad E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

II.4.2.1.1 La limite élastique

✓ Etat limite ultime

Dans le calcul a ELU on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable ou transitoire.

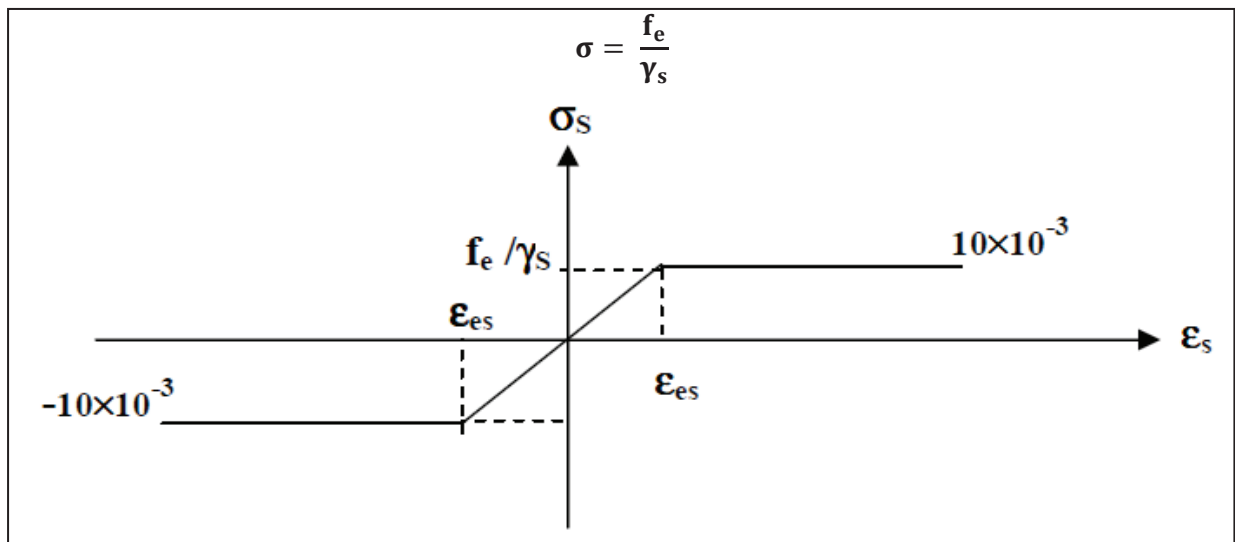


Figure II.6 Diagramme comportement des aciers

✓ Etat de de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures.

➤ Fissuration peu nuisible

Pas de limitation de contraintes.

➤ **Fissuration préjudiciable**

Cela dans le cas des pièces exposées aux intempéries ou à des condensations.

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \text{Max} \{0.5f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\}$$

$\eta = 1$ Pour treilles soudées et les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Pour les aciers à haute adhérence.

➤ **Fissuration très préjudiciable**

Cas des pièces placées en milieu agressif ou des éléments devant assurer une étanchéité, la contrainte de traction est limitée à :

$$\sigma_{st} = \text{Max} \{0.4f_e ; 88 \sqrt{nf_{tj}}\}$$

II.4.2.2 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension ou post-tension. Les armatures de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, elles sont classés par catégories : barres, files, torons.

➤ **Module de Young**

Le module de d'élasticité longitudinale (E_p) des aciers de précontraintes est de :

$E_p = 2.10^5$ MPa pour les files et les barres.

$E_p = 1.9.10^5$ MPa pour les torons.

II.4.2.2.1 Limite élastique

Ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, La limite élastique est défini comme l'allongement résiduel après que la contrainte appliqué devient nulle, la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 %. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 0.8 f_{prg} et 0.9 f_{peg} la résistance garantie à la rupture.

II.4.2.2.2 Caractéristiques des câbles

Les câbles utilisés sont des torons 19T15s TBR (très basse relaxation), qui sont des aciers de très haute résistance avec une forte teneur en carbone.

- Nombre de câble : 19 câbles
- Diamètre nominale : 19 mm
- Section utile de câble : $A_p = 2641 \text{ mm}^2$
- Section transversale d'un toron : 139 mm^2
- Charge garantie de rupture d'un toron : $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité conventionnelle : $F_{peg} = 1490.4 \text{ MPa}$
- La tension à l'origine maximale : $\text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \text{min} (1488, 1490.4)$
 $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$
- Relaxation à 1000 h ($r_{1000} = 2,5 \%$)
- Coefficient de frottement : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de perte de tension (déviation parasitaire) : 0.002 m^{-1}
- Glissement à l'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

II.5 Conception du tablier

II.5.1 Section transversale du tablier

La section transversale tubulaire est la mieux adaptée pour la méthode de construction par encorbellement successif, et cela pour plusieurs raisons, on peut citer :

- La section tubulaire a un bon rendement mécanique.
- Stabilité élastique et dynamique du tablier en phase de construction.
- Avec même quantités de matériaux dans la construction d'un hourdis inférieur continu entre âmes, la poutre-caisson aura en plus une résistance à la torsion de la poutre-caisson.

(J. MATHIVA, 1979) [10]

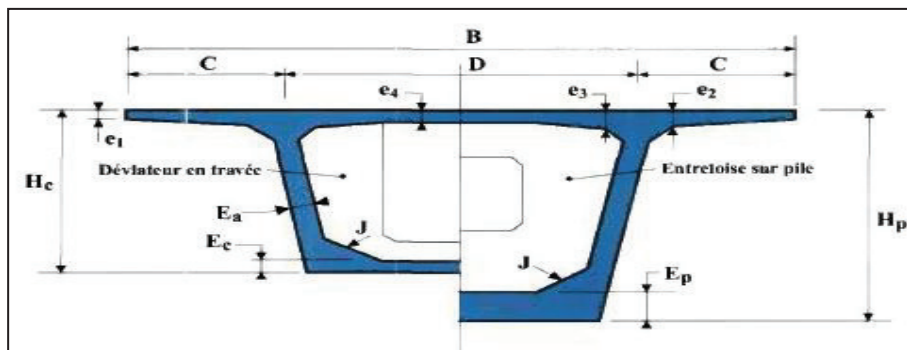


Figure II.7 Dimensions de voussoir

Les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement si la travée centrale est supérieure à 100m et une solution de hauteur variable est plus avantageuse que la solution à hauteur constante. Pour les ouvrages sensibles aux effets du vent tant en service qu'en construction, avec des piles hautes, la surface offerte au vent étant augmentée d'environ 25 %, et par la suite le phénomène devient plus accentué. (J. MATHIVA, 1979) [10]

Malgré ce qui précède, la volonté de concevoir des ouvrages toujours plus élégants et originaux a conduit à projeter ces dernières années des ouvrages de hauteur constante de portées bien supérieures aux 90/100 m. La solution en béton du viaduc de Verrières, non retenue au terme de la consultation, avait ainsi un tablier de hauteur constante malgré une portée maximale de 144 m. (J. MATHIVA, 1979) [10]

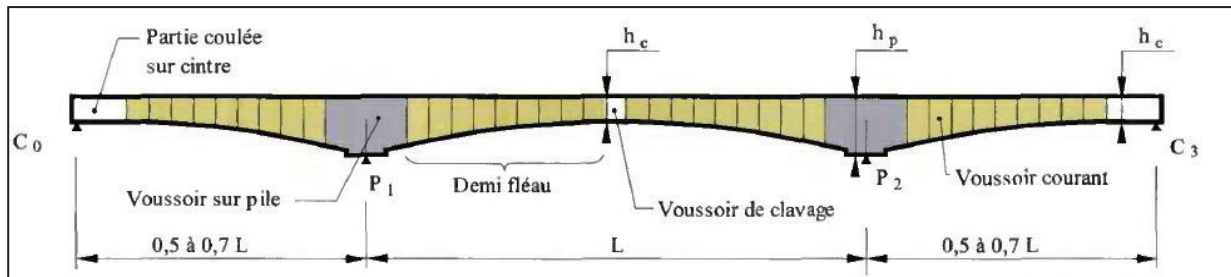


Figure II.8 Règles de détermination des portées

Pour notre projet la portée de la travée principale est de 100 m avec deux travées de rive de 60 m.

- **Hauteur de voussoir**
- ✓ **la hauteur sur pile Hp**

Elle est comprise entre 1/16 et 1/18 de la portée de la travée considérée.

$$\frac{L}{18} < H_p \leq \frac{L}{16} \quad \text{Avec } L = 100 \text{ m}$$

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

- ✓ **La hauteur à la clef Hc**

Elle est en général comprise entre le 1/30 et le 1/35 de la travée principale, avec un minima de 2,20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

$$\frac{L}{35} < H_c \leq \frac{L}{30}$$

$$H_c = 2.8 \text{ m}$$

✓ **Entraxe entre les âmes D**

L'entraxe des âmes est égal à $B/2$, avec B la largeur de l'hourdis supérieur qui est lui-même la valeur de la largeur roulable.

$$D = 7.4\text{m}$$

✓ **Largeur ailles hourdis supérieur C**

Elle est égal à $C = B / 4$ $C = 4.3\text{m}$

✓ **Epaisseur hourdis supérieur**

- Son épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi (guide technique du SETRA [5] relatif aux barrières de sécurité). L'épaisseur minimale de e_1 est de :

16 à 18 cm en cas de garde-corps

23 cm en cas de barrière normale BN1

24 cm en cas de barrière normale BN4

$$e_1 = 0.25\text{m}$$

- L'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. on pourra retenir pour e_2 $1/7$ à $1/8$ de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset (la largeur C).

$$\frac{C}{8} < e_2 \leq \frac{C}{7}$$

$$e_2 = 0.5\text{m}$$

- À l'encastrement, la valeur e_3 peut être estimée en mètre à $0,10 + D/25$

$$e_3 = 0.5\text{m}$$

- Son épaisseur à mi-portée e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$

$$\frac{D}{30} < e_4 \leq \frac{D}{25}$$

$$e_4 = 0.3\text{m}$$

En général, on a vérifié également : $e_3 > e_2 - 0,10 \text{ m}$ et $e_3 > 1,5 e_4$ (Condition vérifiée)

✓ Epaisseur des âmes E_a

Les âmes sont généralement inclinées de 10 à 30 %, pour les ponts à hauteur variable l'épaisseur des âmes est généralement constante, L'épaisseur totale E_a des deux âmes peut être estimée à :

$$E_a = L/275 + 1.25xB/L - 0,125$$

$E_a = 0,26 + L/500$, cette formule est plus défavorable que la précédente pour les faibles portées et les caissons peu larges, donne de bons résultats pour des portées comprises entre 70 et 170 m et pour des largeurs du tablier inférieures à 15m.

$$E_a = 0.6m$$

✓ Epaisseur hourdis inférieur

Cette valeur E_p dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm voire plus. Afin de diminuer les redistributions par fluage, Il est conseillé d'adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite.

$$E_p = 0.6m$$

À la clé de travée, E_c le hourdis inférieur doit être mince que, il doit avoir une épaisseur entre 18 à 22 cm pour limiter le poids propre du caisson.

$$E_c = 0.25m$$

✓ Goussets supérieurs

Pour faciliter le bétonnage, les goussets sont toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45°.

✓ Goussets inférieurs

Leur pente est généralement comprise entre 40° et 45° sauf si l'hourdis inférieur est large la pente peut descendre jusqu'à 15° à 10°. La pente entre 40° et 45° favorise l'écoulement du béton et évite la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

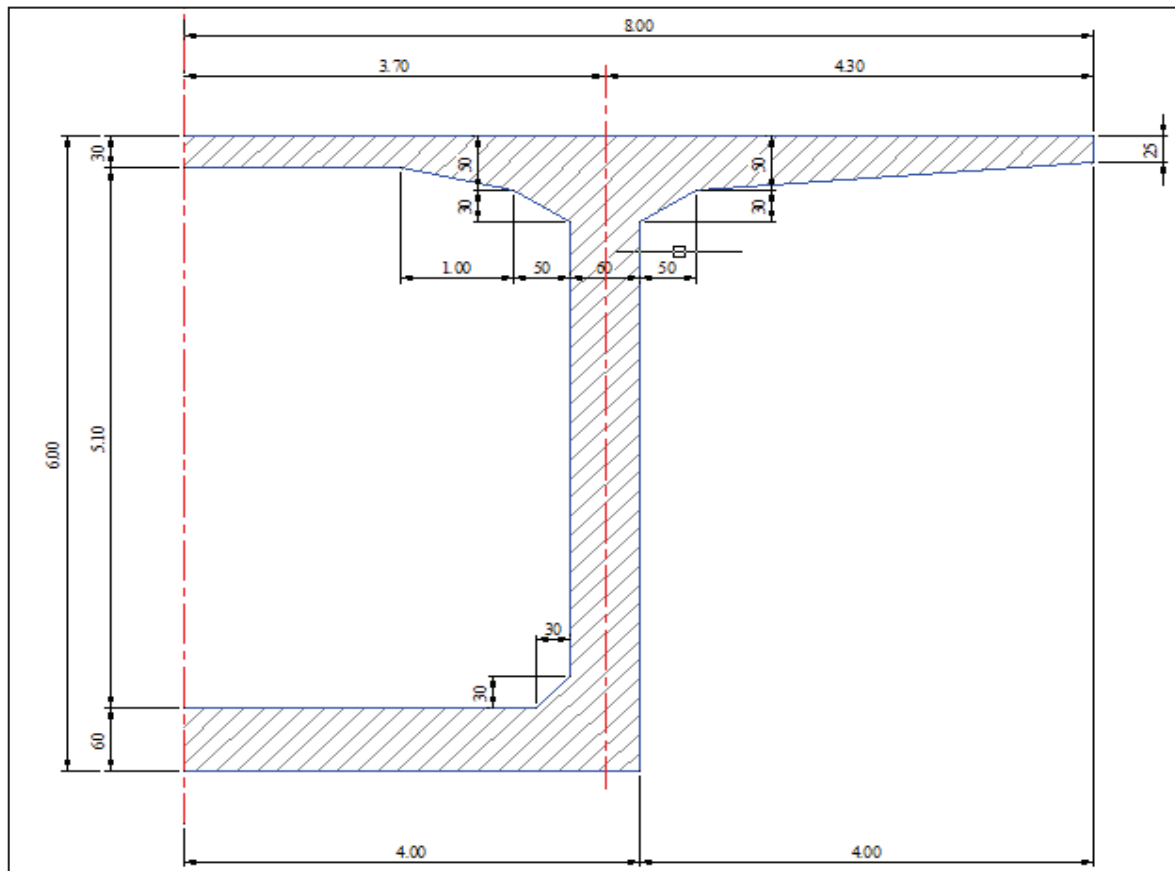


Figure II.9 Voussoir sur pile

Les caractéristiques mécaniques de voussoir sur pile sont déterminées à l'aide de AUTOCAD.

Tableau II.4 Caractéristiques du voussoir sur pile

Caractéristiques mécanique	La valeur des caractéristiques mécaniques
Aire S_p	17.235 m ²
Périmètre P	65.7384 m
Centre de gravité X_G, Y_G	$X_G = 0.00 \text{ m}, Y_G = 0.00 \text{ m}$
Moment d'inertie I_x, I_y	$I_x = 95.9802 \text{ m}^4, I_y = 238.7210 \text{ m}^4$
Distance entre centre de gravité et fibre sup V_p	2.7 m
Distance entre centre de gravité et fibre inf V'_p	3.3 m
Rendement mécanique $p = I_y/s.v'.v$	0.63
L'ordonnée du point le plus haut de noyau centrale $C_p = p \times v$	1.7 m
L'ordonnée du point le plus bas de noyau centrale $C'_p = p \times v'$	2.08 m
Rayon de giration	$X = 2.3599, y = 3.7217$

Pour un tablier construit en encorbellements successifs, mise en place du voussoir central ou de la liaison à mi-travée. Dans la figure suivante les dimensions de chaque éléments du voussoir de clavage

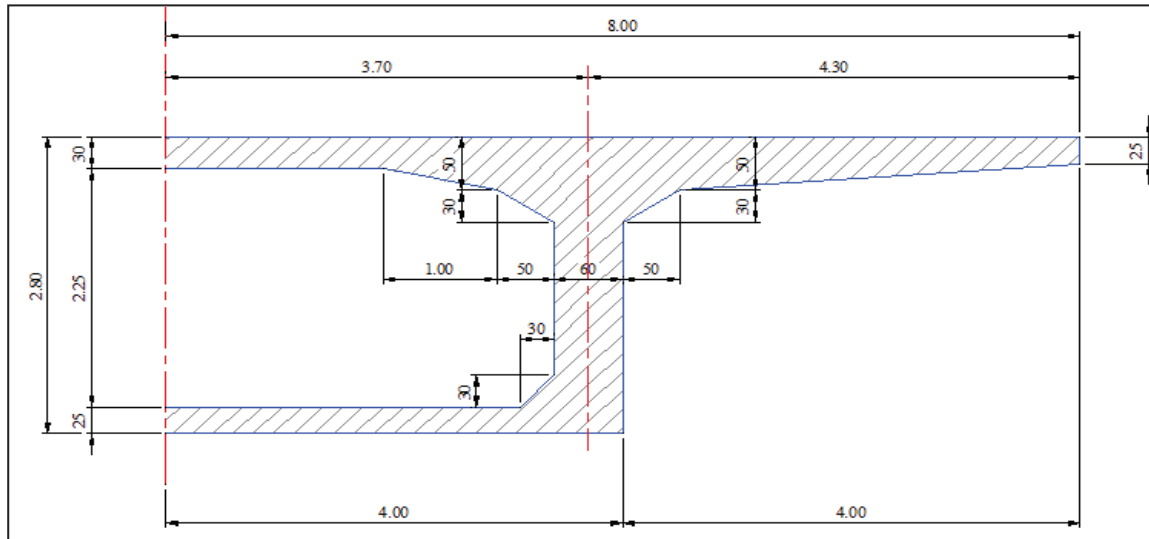


Figure II.10 Voussoir à la clé

Les caractéristiques mécaniques de voussoir du clavage sont déterminées à l'aide de AUTOCAD.

Tableau II.5 Caractéristiques du voussoir du clavage

Caractéristiques mécanique	La valeur des caractéristiques mécaniques
Aire S_p	11.0150 m²
Périmètre P	53.6384 m
Centre de gravité X_G, Y_G	$X_G = 0.00 \text{ m}, Y_G = 0.00 \text{ m}$
Moment d'inertie I_x, I_y	$I_x = 11.4189 \text{ m}^4, I_y = 176.8653 \text{ m}^4$
Distance entre centre de gravité et fibre sup V_p	0.9756 m
Distance entre centre de gravité et fibre inf V'_p	1.8244 m
Rendement mécanique $p = I_y / (s \cdot v^2 \cdot v)$	0.58
L'ordonnée du point le plus haut de noyau centrale $C_p = p \times v$	0.57 m
L'ordonnée du point le plus bas de noyau centrale $C'_p = p \times v'$	1.06 m
Rayon de giration	$X = 1.0182, y = 4.0071$

II.5.2 Découpage des voussoirs

Le critère principal de la détermination de la longueur du voussoir préfabriqué est le poids, car les engins de déplacement des voussoirs ont des capacités limitées. Pour les portées modestes le **voussoir courant** à une longueur de 3 à 5 m. On prend 4m pour le voussoir courant.

Pour les ouvrages de pont coulé sur place, la longueur de **VSP** est minimum 8m, on prend 10m.

Pour la longueur de voussoir de clavage, la longueur minimale est 2m pour les ouvrages coulé en place et pour les ouvrages prévarier la longueur est comprise entre 10cm à 20cm. on prend pour notre cas 2m.

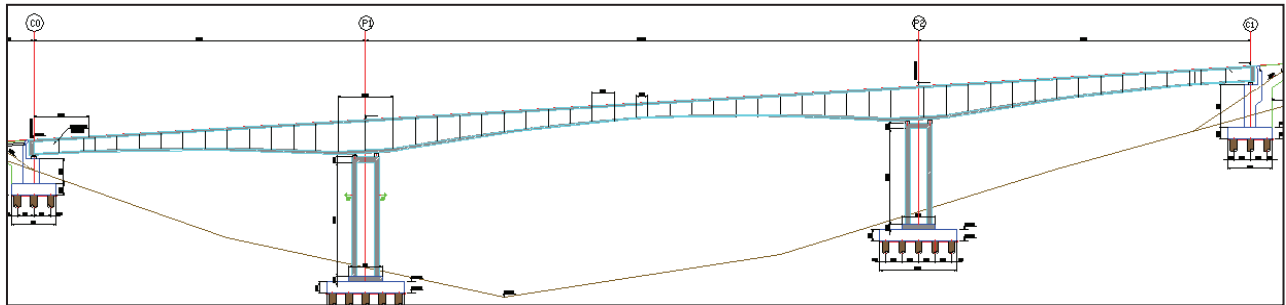


Figure II.11 Découpage des voussoirs

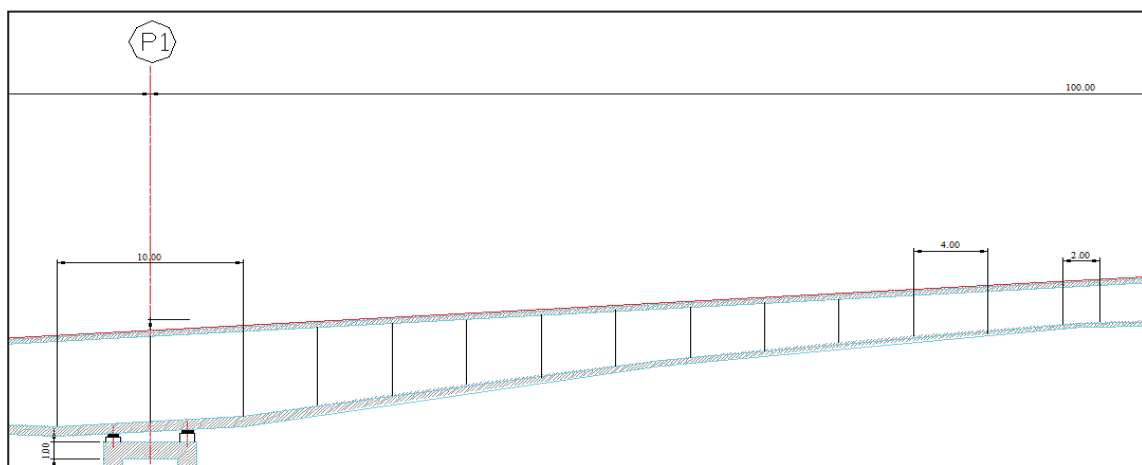


Figure II.12 Découpage des voussoirs en travée intermédiaire



Chapitre III
Charges et surcharges

III.1 Introduction

La structure de pont doit résister en phase de construction et d'exploitation aux sollicitations appliquées, toutes les sections dimensionnées (piles et tablier) doivent reprendre ces sollicitations, donc il est nécessaire de déterminer toutes les charges et les surcharges pour procéder à une analyse précise des phases de construction et des phases de chargement ultérieures.

On peut distinguer deux types d'actions, les actions du trafic qui sont les actions variables et accidentelles et les actions hors trafic qui sont les actions permanentes.

III.2 Les charges permanentes

Les actions permanentes G ont une intensité constante, ou peu variable dans le temps ou varie dans le même sens en tendant une limite (retrait, fluage), les charges permanentes dans les ponts sont :

- Poids du tablier, câbles de précontraintes et des piles ;
- Poids d'équipements de pont ;
- Les efforts des terres, par des solides, ou liquides ;
- Tassements différentiels des appuis ;
- Les forces dues aux déformations imposées en permanence à la structure.

III.3 Les charges variables

Les actions variables Q c'est les actions qui ont des intensités variables de façon importante dans le temps, pour les ponts routiers elles sont définies par le document de **règlement des charges des ponts routiers**. On peut citer :

- Les efforts exercés par les solides et des liquides.
- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.
- Les actions naturelles (vent, neige, température climatique).

III.4 Les charges accidentelles

Les actions accidentelles F_a , ce sont des actions rares et de faible durée, on peut citer :

- Les explosions.
- Les séismes.
- Les chocs de véhicules contre les appuis de pont.
- Les cyclones tropicaux.

- Les chocs des bateaux contre les appuis.

III.5 Calcul des charges et surcharges

III.5.1 Calcul des charges permanentes CP

Pour notre projet on a un tablier à hauteur variable, avec une portée principale de 100m, donc le calcul de poids propre nécessite la détermination de la surface de chaque voussoir et par la suite le volume pour calculer son poids.

$$0 \leq x \leq L \quad S(x) = S_p - 2(S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{Avec } S_p = 17$$

$$0 \leq x \leq L + 10 \quad S(x) = S_c \quad \text{Avec } S_p = 17.235 \text{ cm}^2 \text{ et } S_c = 11.015 \text{ cm}^2$$

Tableau III.1 valeur de poids des voussoirs de fléau

Voussoirs	Abscisse m	Aire m ²	Volume m ³	Poids t	Poids totale d'un fléau + V _{clavage} (t)
Demi-VSP	0	17.235	86.175	215.438	1682.226
V₁	2	16.682	66.728	166.82	
V₂	6	15.654	62.616	156.54	
V₃	10	14.729	58.916	147.29	
V₄	14	13.907	55.628	139.07	
V₅	18	13.187	52.748	131.87	
V₆	22	12.57	50.28	125.7	
V₇	26	12.056	48.224	120.56	
V₈	30	11.645	46.58	116.45	
V₉	34	11.336	45.344	113.36	
V₁₀	38	11.131	44.524	111.31	
V₁₁	42	11.028	44.112	110.28	
Demi V_{clavage}	44	11.0150	11.015	27.538	

$$P_{\text{tablier}} = S \times \gamma_{\text{béton}} \quad \text{Avec } \gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\text{tablier}} = 1682.226 \times 4 + 2 \times 27.538 + 9 \times 2 \times 27.538$$

$$P_{\text{tablier}} = 7279.664 \text{ t}$$

III.5.2 Calcul des charges complémentaires permanentes CCP

Elle contient le poids de la superstructure qui est constituée des éléments suivants :

- Le revêtement.
- La corniche.
- Le garde-corps.

- La glissière de sécurité.

III.5.2.1 Le poids de revêtement

Une couche de revêtement de 7cm est prévue sur le tablier, dans une largeur de 16m et longueur de 220m.

$$P_{\text{revêtement}} = S \times \gamma_{\text{BB}} \quad \text{Avec } \gamma_{\text{BB}} = 2.4 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\text{revêtement}} = (16 \times 0.07) \times 2.4 \quad \mathbf{P_{\text{revêtement}} = 2.68 \text{ t/ml}}$$

III.5.2.2 Le poids de la corniche

$$P_{\text{corniche}} = S \times \gamma_{\text{béton}} \quad \text{Avec } \gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\text{corniche}} = \left(\frac{(0.24+0.35)1.75}{2} + 0.23 \times 0.4 \right) 2.5$$

$$P_{\text{corniche}} = 1.521 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour deux corniche } \mathbf{P_{\text{corniche}} = 3.04 \text{ t/ml}}$$

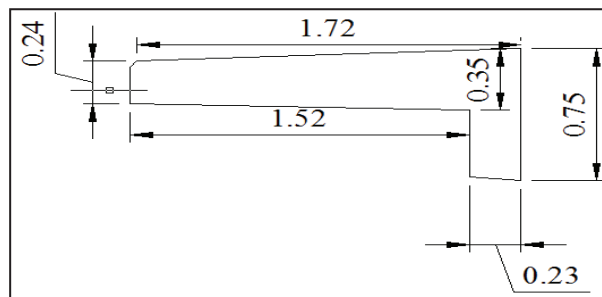


Figure III.1 dimension corniche

III.5.2.3 Le poids de garde-corps

Le poids du garde-corps est estimé à **0.1 t/ml**, d'après le **fascicule 61 titre 2**.

$$P_{\text{Garde Corps}} = 2 \times 0.1 \quad \mathbf{P_{\text{Garde Corps}} = 0.2 \text{ t/ml}}$$

III.5.2.4 Le poids des glissières de sécurité

Le poids des glissières de sécurité est 0.06 t/ml donc $P_{GS} = 0.12 \text{ t/ml}$

$$G_{CPP} = 2.68 + 3.04 + 0.2 + 0.12 \quad G_{CPP} = 6.04 \text{ t/ml}$$

$$G_{totale} = 7279.664 + (3.072 + 3.042 + 0.2 + 0.12) \times 220$$

$$G_{totale} = 8695.144 \text{ t}$$

III.5.3 Calcul des surcharges

III.5.3.1 Classe de pont

D'après le **RCPR (Règlement des charges des ponts routiers)**, on distingue trois types de pont selon la largeur roulable :

- Le pont est de première classe lorsque la largeur roulable est supérieure à 7m.
- Le pont est de deuxième classe lorsque la largeur roulable est comprise entre 5.5m et 7m.
- Le pont est de troisième classe lorsque la largeur roulable est inférieure à 5.5m.

La largeur roulable dans notre projet est 14m, donc le pont est de première classe. Et la largeur chargeable 13m.

Les surcharges définies dans le **RCPR** sont :

- Système de charges A(L).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

III.5.3.2 Système de charges A(L)

La chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité égale au produit A(l) par le coefficient a_1 , lorsque le pont comportant une portée unitaire atteignant plus de 200m.

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

$$A_1 = \{a_1 * A(l) ; 0.4 - 0.0002 l\}$$

Tableau III.2 valeur de coefficient a_1

Les coefficients a_1						
Nombre de voie		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge A_1 est multiplier par le coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec $V = 3.5m$ et V_0 déterminer dans le tableau suivant selon la classe de pont.

Tableau III.3 valeur de V_0

Classe de pont	V_0
Première classe	3.50 m
Deuxième classe	3.00 m
Troisième classe	2.75 m

Par la suite la valeur $A(l)$ est déterminer à partir de la formule suivante :

$$A(l)_i = A_1 \times a_2 \times L_c$$

Tableau III.4 valeurs de $A(l)$

L (m)	0.4-0.0002l (kg/m ²)	A(l) (t/m ²)	A(l) _{1v} (t/ml)	A(l) _{2v} (t/ml)	A(l) _{3v} (t/ml)	A(l) _{3v} (t/ml)
60	0.388	0.73	2.555	5.11	6.899	10.22
160	0.368	0.439	1.537	3.073	4.149	6.146
220	0.356	0.385	1.348	2.695	3.638	5.39

III.5.3.3 Système de chargement B

Il existe trois types de systèmes dans le système de charges B :

- Le système **Bc** se compose de camions types (30t).
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10t).
- Le système **Bt** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (32t).

III.5.3.3.1 Le système Bc

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

- Charge totale **30t.**
- Charge portée par chacun des essieux arrière.....**12t.**
- Charge portée par l'essieu avant**6t.**
- Longueur d'encombrement**10,50 m.**
- Largeur d'encombrement.....**2,50 m.**
- Distance des essieux arrière**1.5 m.**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....**4, 50 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....**2 m.**
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de **0,25 m** de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de **0,20 m** de côté.

Ces caractéristiques sont données dans **RCPR**, et illustré dans la figure suivante :

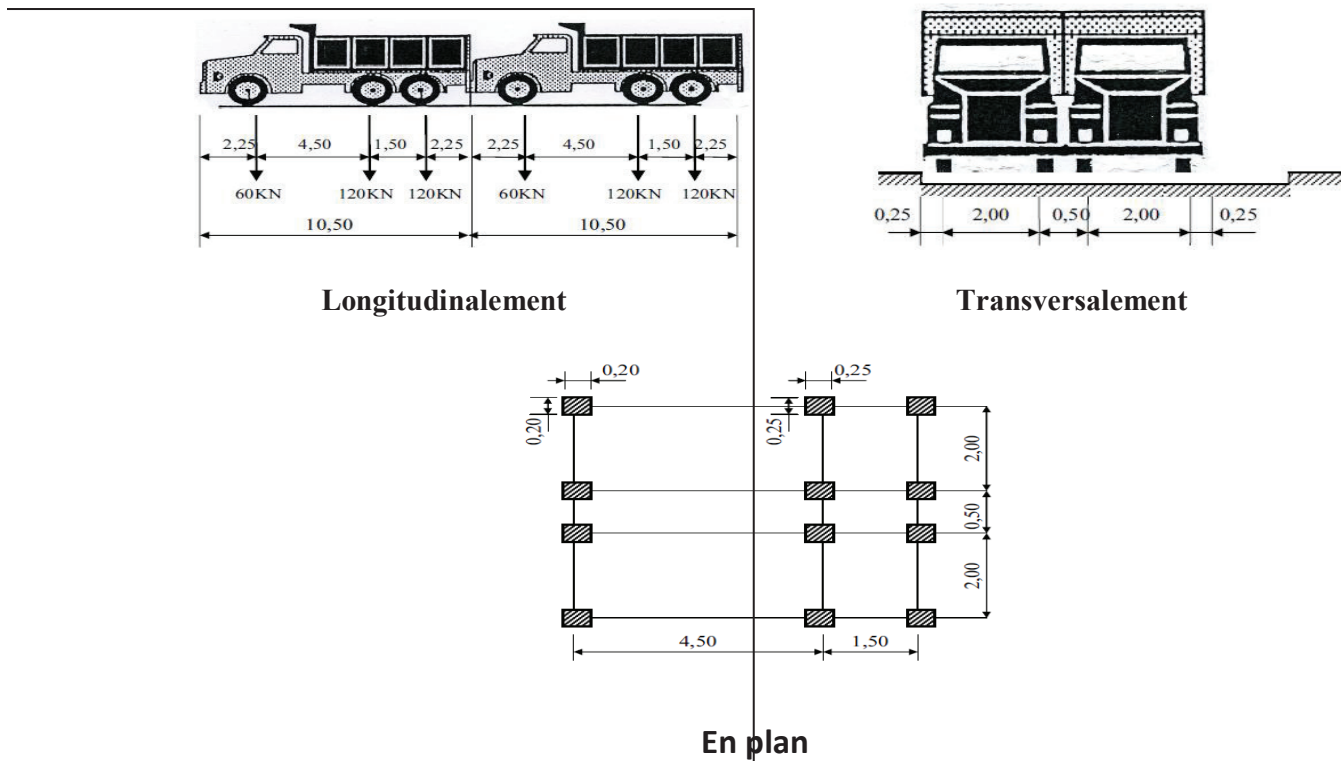


Figure III.2 dimensions système Bc

Les valeurs des charges du système **Bc** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bc** qui est en fonction de la classe de pont :

Tableau III.5 valeurs de **bc**

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	> 5
Premières	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

- Coefficient de majoration dynamique

La valeur de la de surcharge **Bc** doit être majorée par le coefficient de majoration dynamique qui se calcul par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4G/S}$$

Les valeurs de δ_{Bc} sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 valeurs de δ_{Bc}

L (m)	G (t)	S ₁ (t)	S ₂ (t)	S ₃ (t)	δ_{1v}	δ_{2v}	δ_{3v}
60	1957.606	72	132	171	1.036	1.041	1.044
160	5322.058	72	132	171	1.014	1.016	1.017
220	7279.664	72	132	171	1.01	1.012	1.012

III.5.3.3.2 Le système Br

C'est une charge de 10t portée par une roue isolé, avec une surface d'impact rectangulaire uniformément chargé sur une longueur transversale de 0.6m et le côté longitudinal 0.3m, ce système doit être placé à une position sur la largeur roulable auquel on aura le cas le plus défavorable.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4G/S}$$

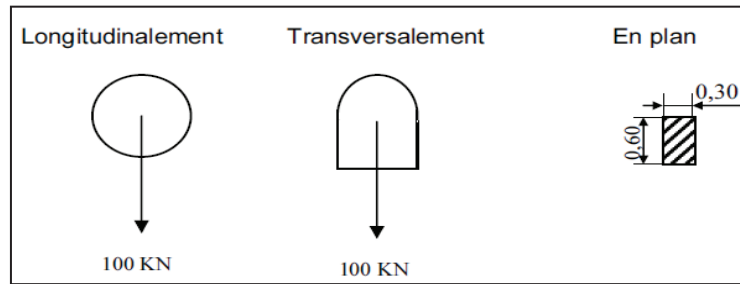


Figure III.3 dimensions système Br

Les valeurs de δ_{Br} sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 valeurs de δ_{Br}

L (m)	G (t)	S (t)	δ
60	1957.606	10	1.032
160	5322.058	10	1.012
220	7279.664	10	1.009

III.5.3.3.3 Le système Bt

D'après le **RCPR**, Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu. **16 t.**
- Distance des deux essieux. **1,35 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu. **2 m.**

Le coefficient b_t est un coefficient de majoration de la charge de système B_t , il est en fonction de la classe de pont.

Tableau III.8 valeurs de b_t

Classe du pont	1	2
b_t	1.00	0.90

Les valeurs de δ_{Bt} sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 valeurs de δ_{Bt}

L (m)	G (t)	S_1 (t)	S_2 (t)	δ_{1v}	δ_{2v}
60	1957.606	32	64	1.033	1.036
160	5322.058	32	64	1.013	1.014
220	7279.664	32	64	1.009	1.010

III.5.3.4 Charges militaires

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types des convois militaires de l'une des classes Me80 ou Mc120, qui sont certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Le CCTP précise alors la classe à considérer. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts, chaque système étant exclusif de toute autre charge routière :

- Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles.
- Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux.

III.5.3.4.1 Le système Mc120

Un véhicule type du système Mc120 peuvent circuler en convoi, dans le sens transversale on prend un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée, et dans le sens longitudinal le nombre de convoi est limité, comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes

- Charge totale **110 t.**
- Longueur d'une chenille **6,10 m.**
- Largeur d'une chenille. **1,0 m.**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. **3,30 m.**
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

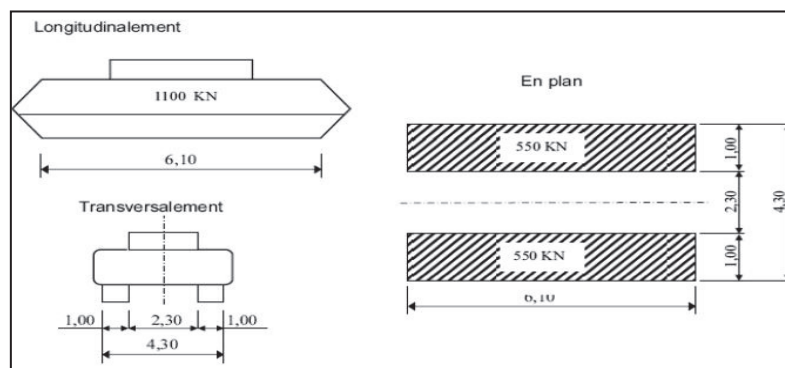


Figure III.4 dimensions système Mc120

Les valeurs de coefficient de majoration δ_{Mc120} sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 valeurs de δ_{Mc120}

L (m)	G (t)	S	δ_{Mc120}
60	1957.606	110	1.039
160	5322.058	220	1.018
220	7279.664	220	1.013

III.5.3.4.2 Le système D240 (exceptionnelle)

Le convoi type D240 est une surcharge non majorée, qui comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long, donc la charge par mètre linéaire est 12.9 t/ml.

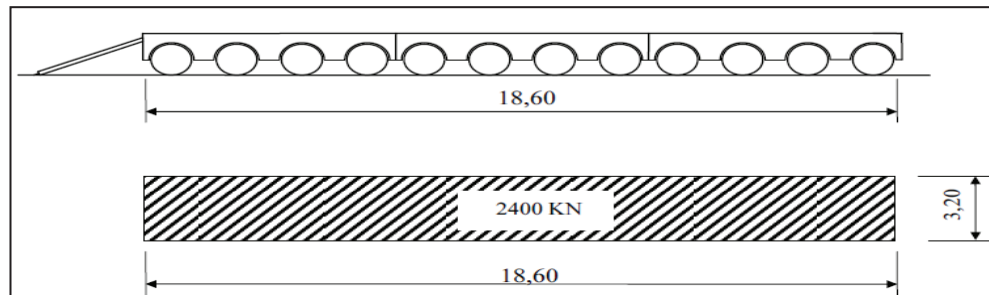


Figure III.5 dimensions système D240

III.5.3.5 Autres surcharges

III.5.3.5.1 Le vent

L'action de vent a une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, les ponts les plus sensibles à l'action des vents sont les ponts avec piles hautes, les effets de vent ne sont pas cumulables au niveau des justifications.

Selon le **RCPR** la valeur de la pression dynamique de vent vaut :

- Pour les ouvrages en service $P = 2 \text{ KN/m}^2$.
- Pour les ouvrages en cours de construction $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$.

III.5.3.5.2 La température

Le gradient thermique est dû à l'augmentation et la diminution de la température de la construction par rapport à la température moyenne de la zone dans une durée courte. La variation uniforme de température peut être prise égale à $\pm 10^\circ \text{ C}$.

III.5.3.5.3 Forces de freinage

Ces forces sont développées par les charges de chaussées de système A et Bc, La formule de calcul de force de freinage est donnée dans le RCPR et est fonction de la charge A et S, la surface chargée en mètre carré.

$$F = \frac{S}{20 + 0.0035 S} A(I)$$

$S = 14 \times 220 = 3080 \text{ m}^2$

$A(l) = 0.73 \text{ t/m}^2$ le cas le plus défavorable

$F = 730.47 \text{ KN}$

L'effort de freinage appliqué par le camion sur le pont est égal à son poids 30 t et est appliqué au niveau de la chaussée.

III.5.3.5.4 Le séisme

Tableau III.11 caractéristiques sismique

A	T ₁	T ₂	S	η
0.2	0.15	0.4	1.1	1

A : Coefficient d'accélération de zone.

T₁ , T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : Coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}}$

A l'aide des équations du règlement algérien parasismique (RPOA) on a pu déterminer les spectres de réponse horizontale et verticale.

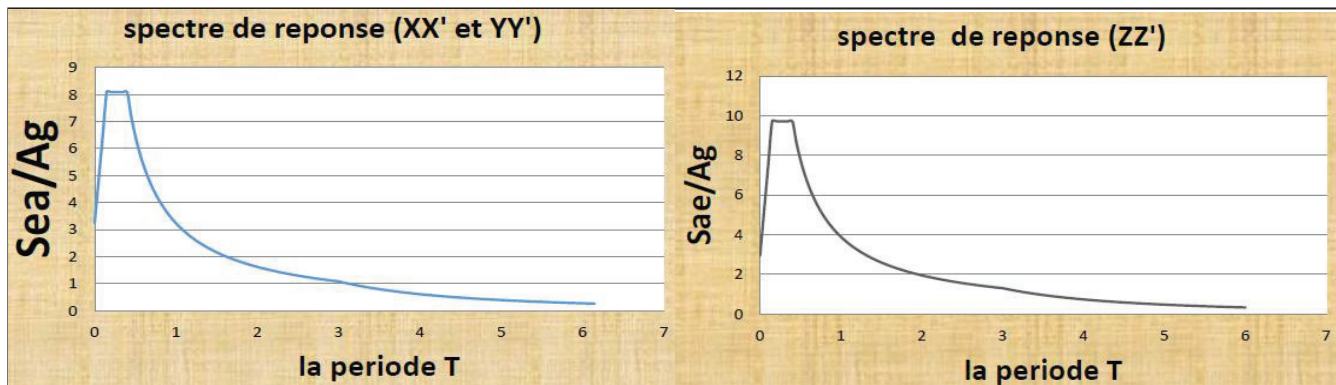


Figure III.6 Spectre de réponse sismique

III.5.3.6 Combinaisons des charges

- Les coefficients de majoration

Tableau III.12 coefficients de majoration des charges

Actions	ELU	ELS
G	1.35	1
A (L)	1.6	1.2
B _c	1.6	1.2
B _t	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Température Δt	0	1.2
Vent (W)	1.5	1
Freinage	1.6	1.2

Tableau III.13 Les combinaisons des charges

Etat limite	Situations	Combinaisons	N°
Etat limite ultime ELU	Fondamentale	1.35G + 1.6A(l)	01
		1.35G+1.6Bc	02
		1.35G + 1.6Bt	03
		1.35G + 1.35MC120	04
		1.35G + 1.35 D240	05
		1.35G + 1.35Qr + 1.5W	06
		1.35G + 1.5W	07
	Accidentelle	1.35G + 0.6Qr + Ad	08
		1.35G + Ad	09
	Equilibre Statique	1.1G +1.5Qr + 0.8T + 0.65ΔT	10
		1.1G +1.5Qrp + 0.8T + 0.65ΔT	11
		1.35G + 0.6Qr + Ad + 0.6T	12
Etat limite de service ELS	Rares	G + 1.2A(l) + 0.6T + 0.5ΔT	13
		G + 1.2Bc + 0.6T + 0.5ΔT	14
		G + MC120 + 0.6T + 0.5ΔT	15
		G + D240 + 0.6T +0.5ΔT	16
		G + T	17
		G + ΔT	18
		G + W	19
		G + T	20
	Fréquents	G + 0.6 + 0.6T + 0.5ΔT	21
	Quasi permanente	G	22

T : Variation uniforme de température.

ΔT : Gradient thermique vertical.

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables (y compris tassements d'appuis).

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_r : Charges de chaussées **A(I)** ou **B** avec les charges de trottoirs.

Q_{rp} : Charges militaires ou exceptionnelles.

A_d : Charge accidentelle.

W : Vent sur l'ouvrage.



Chapitre IV
Stabilité de fléau

IV.1 Introduction

Au cours de la construction du pont, la stabilité de fléau avant clavage avec le fléau de l'autre partie de pile ou avec la travée de rive de chaque pile doit être assurée, le déséquilibre peut se produire dans les cas suivants :

- Dans un cas accidentel, chute d'un voussoir préfabriqué ou d'un équipage mobile.
- Dans un cas temporaire de construction, dont le déséquilibre est créé par la dissymétrie des charges de chantier, ou d'action de vent sur l'un des demi-fléaux, ou par le poids des voussoirs. (J. MATHIVA, 1979) [10]

La stabilisation des fléaux dépend plus de la conception de l'ouvrage, la conception des piles et le système d'appui définitif jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif de stabilité des fléaux.

IV.2 Les phases de construction

- **Première phase : Construction de premier fléau**

Le premier fléau est construit symétriquement par rapport à la première pile, chaque demi fléau a une longueur de 49m (5m de VSP et 11 voussoir courant de 4m).

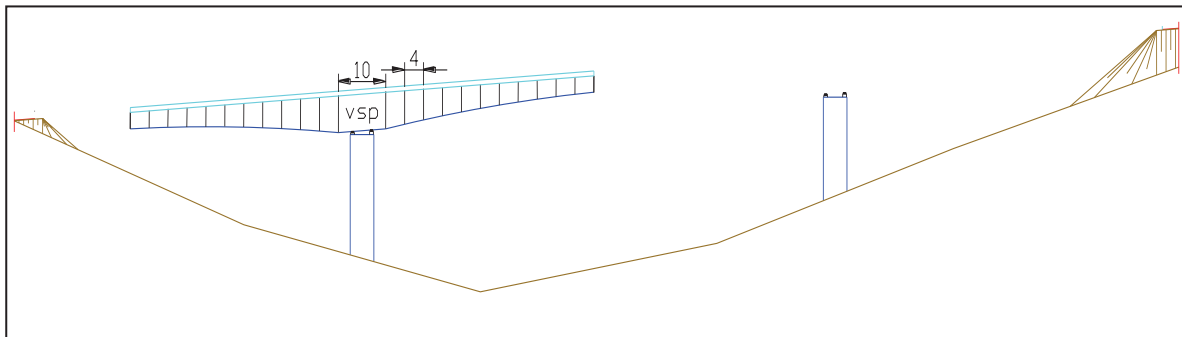


Figure IV.1 Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la première pile

- **Deuxième phase : Construction de la partie sur cintre de premier fléau**

Un voussoir de clavage de 2m est réalisé, et une partie de longueur de 9m est construit sur cintre jusqu'à la première culée.

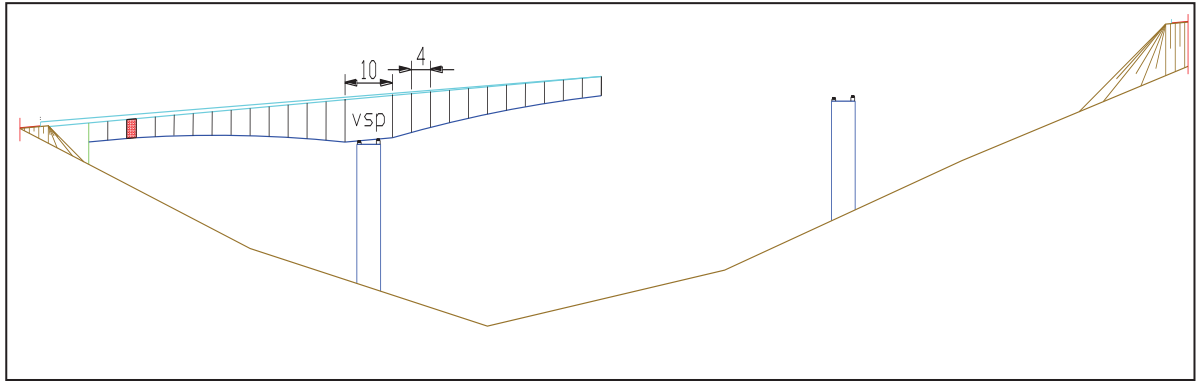


Figure IV.2 Cintrage et clavage de la travée de la première travée de rive

- troisième phase : Construction de deuxième fléau

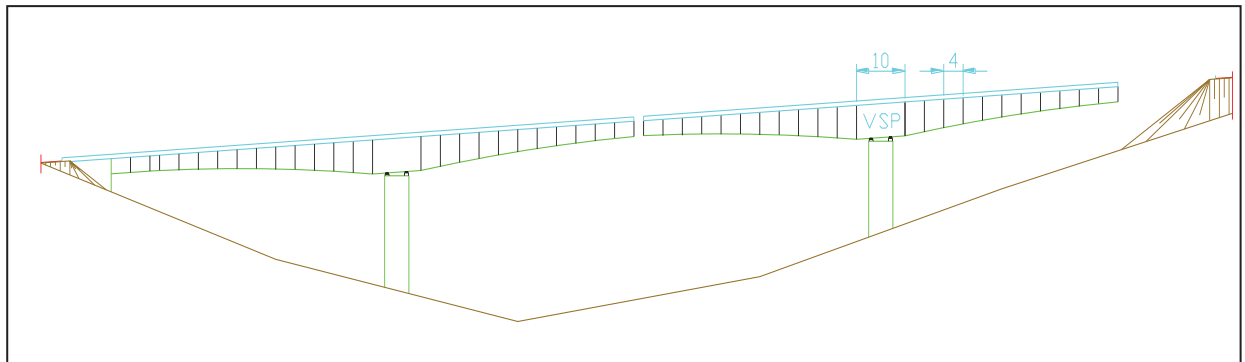


Figure IV.3 Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la deuxième pile

- Quatrième phase : Construction de la partie sur cintre de deuxième fléau

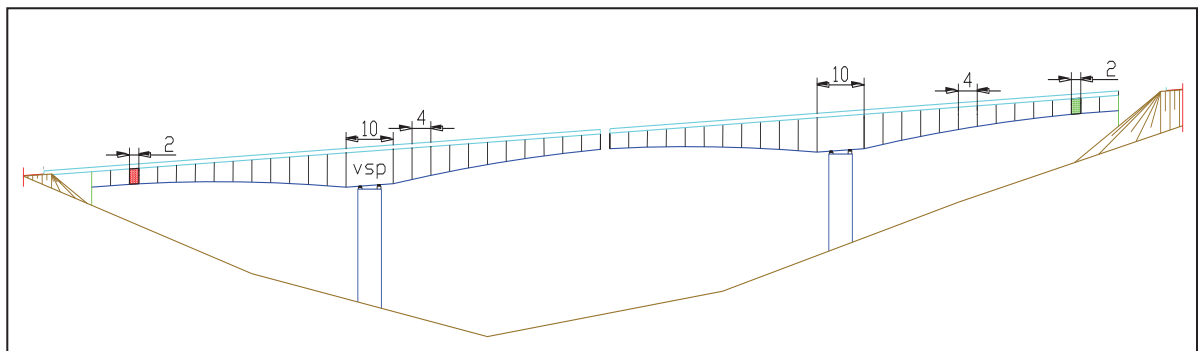


Figure IV.4 Cintrage depuis le sol et clavage de la deuxième travée de rive

- Cinquième phase : Clavage de la travée centrale

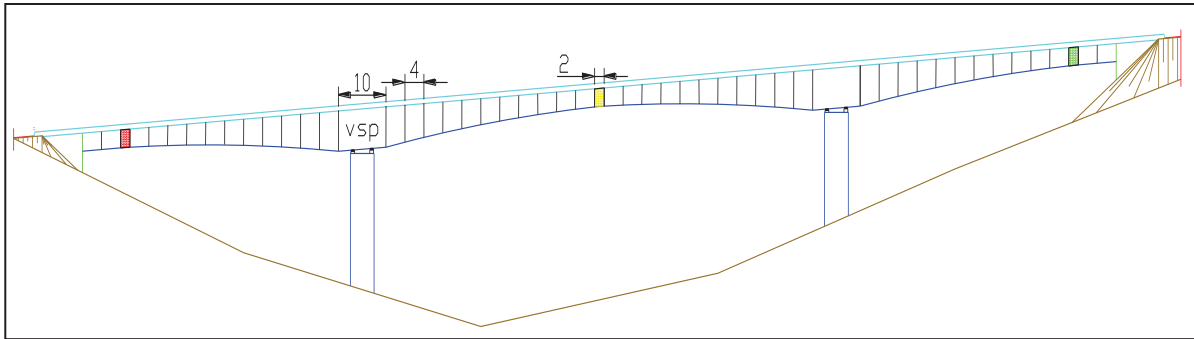


Figure IV.5 Clavage de la travée principale

Dans le cas des ouvrages coulés en place, les combinaisons des charges prises en compte sont en fonction de la situation de construction. (SETRA, 2003) [5]

- Situation temporaire de construction (Type A)

Combinaison A₁ : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}[+Q_{\text{Wd}}])$

Combinaison A₂ : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}[+Q_{\text{Wd}}])$

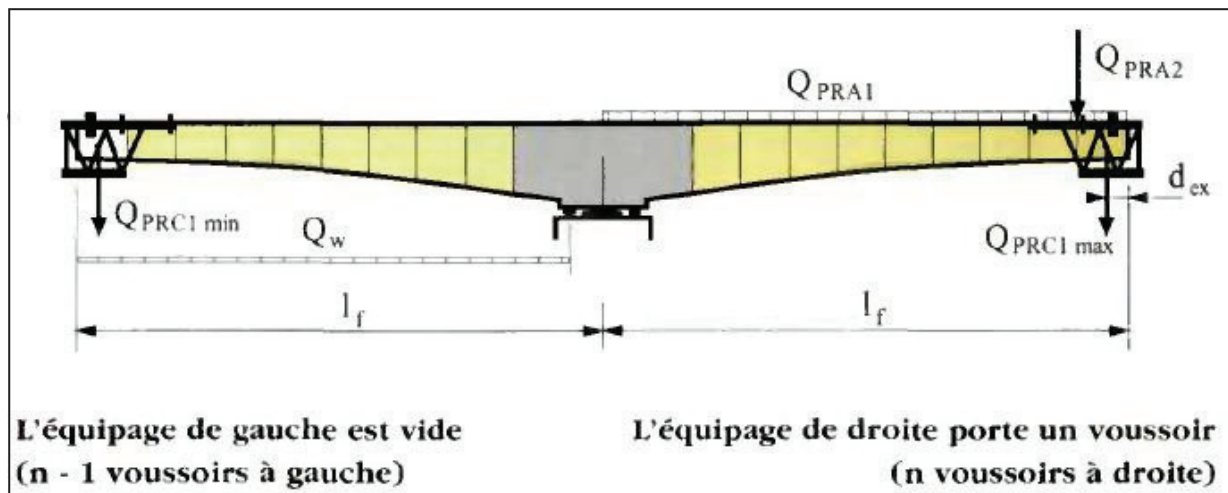


Figure IV.6 disposition des charges en situation temporaire

- Situation accidentelle de construction (Type B)

Combinaison B₁ : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}$

Combinaison B₂ : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}$

Avec $G_{\max} = 1.02G$ et $G_{\min} = 0.98G$

$Q_{\text{prc1max}} = 1.06 Q_{\text{prc}}$ et $Q_{\text{prc1min}} = 0.96 Q_{\text{prc}}$

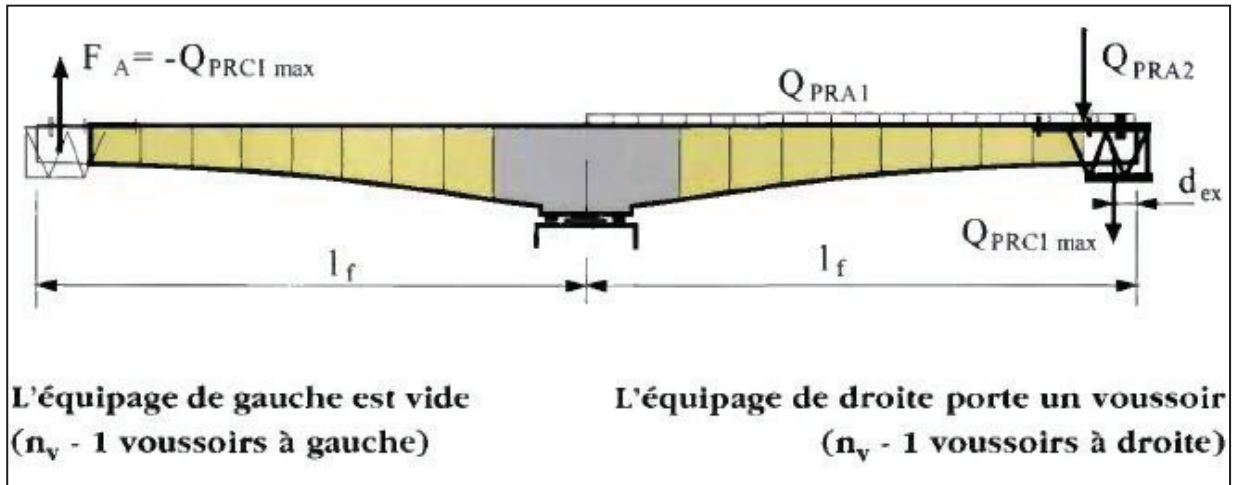


Figure IV.7 Disposition des charges en situation accidentelle

IV.3 Calcul des sollicitations

L'étude se fait sur un demi-fléau et qui sera considéré comme une console, dont les charges qui sollicitent le fléau défini par (SETRA, 2003) [5] sont :

- Le poids propre du tablier **G**.

La variation de la hauteur et l'épaisseur de chaque voussoir est calculé par les formules suivantes :

$$H(x) = h_p - 2(h_p - h_c)\left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$ei(x) = e_p - 2(e_p - e_c)\left(\frac{x}{l}\right) + (e_p - e_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Tableau IV.1 Hauteurs et épaisseurs inférieures des voussoirs

Section	H (m)	ei (m)
Vsp	6.00	0.60
V1	5.716	0.569
V2	5.187	0.511
V3	4.711	0.459
V4	4.288	0.413
V5	3.917	0.372
V6	3.60	0.338
V7	3.336	0.309
V8	3.124	0.285
V9	2.965	0.268
V10	2.860	0.257
V11	2.807	0.251
Vclavage	2.80	0.25

Les efforts tranchants et les moments dus au poids propre sont calculés à l'aide de logiciel ROBOT après la modélisation d'un demi-fléau. Les résultats des efforts tranchant et moment fléchissant sont respectivement en KN et KN.m.

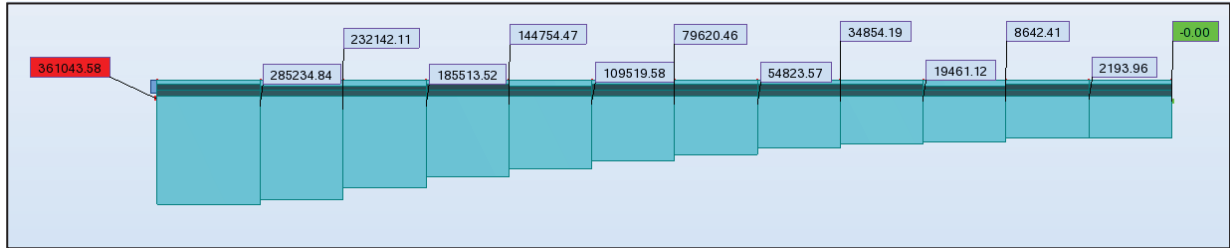


Figure IV.8 Valeurs des moments fléchissant

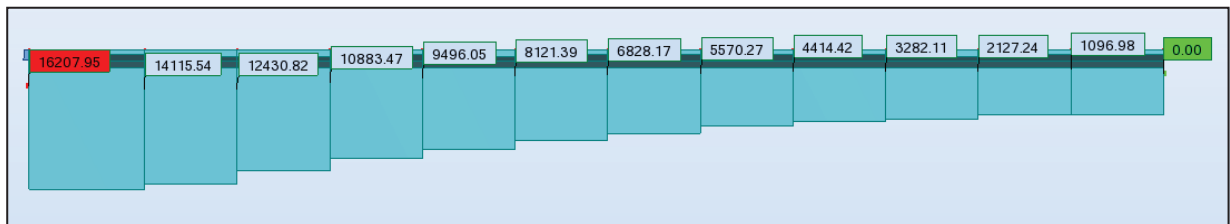


Figure IV.9 Valeurs d'effort tranchant

- L'équipage mobile est une charge concentrée d'une valeur égale à la moitié du voussoir le plus lourd $Q_{prc} = 166.82/2 \text{ t} = 83.41 \text{ KN}$ appliquée à la moitié de dernier voussoir de demi fléau.

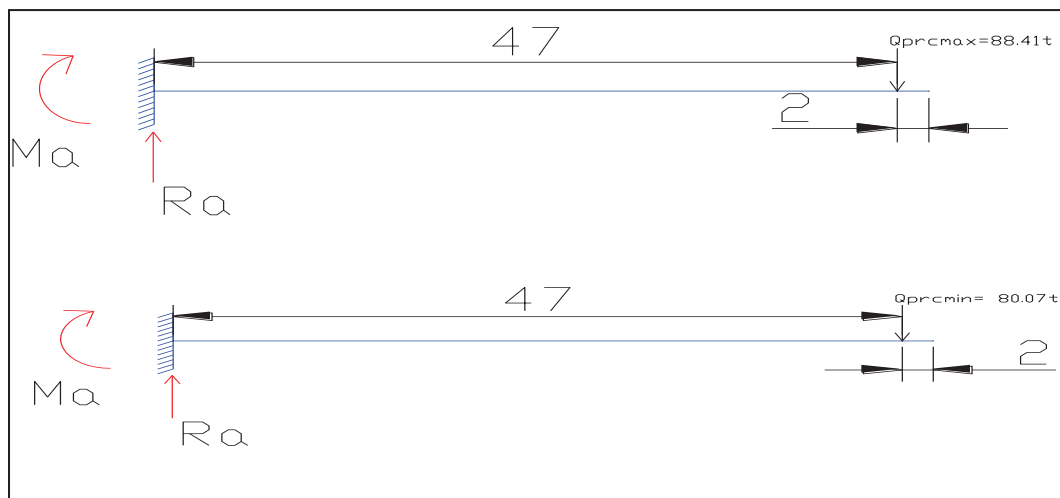


Figure IV.10 Surcharge d'équipage mobile Qprc

Les équations du moment et efforts tranchant due à l'équipage mobile sont :

$$M(x) = -4155.27 + 88.41x \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$M(x) = -4155.27 + 88.41x - 88.41(x-47) \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

$$V(x) = 88.41 \text{ t} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$V(x) = 0.00 \text{ t} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

$$M(x) = -3763.29 + 80.07x \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$M(x) = -3763.29 + 80.07x - 80.07(x-47) \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

$$V(x) = 80.07 \text{ t} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$V(x) = 0.00 \text{ t} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

- Une charge uniformément répartie sur toute la surface du tablier **200 N/m²**.

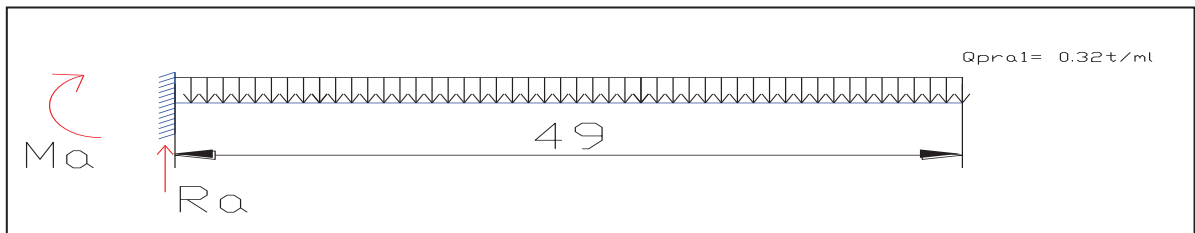


Figure IV.11 Surcharge Q_{pra1}

$$M(x) = -384.16 + 15.68x - 0.32\left(\frac{x^2}{2}\right) \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [0, 49]$$

$$V(x) = 15.68 - 0.32x \quad \text{t} \quad \text{pour } x = [0, 49]$$

- L'effet du vent est pris en compte car la travée la plus longue est inférieure à 120m.
- Une charge concentrée de chantier appliquée à l'extrémité du dernier voussoir qui égale a **(50+5b)= 130 KN**. Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel.

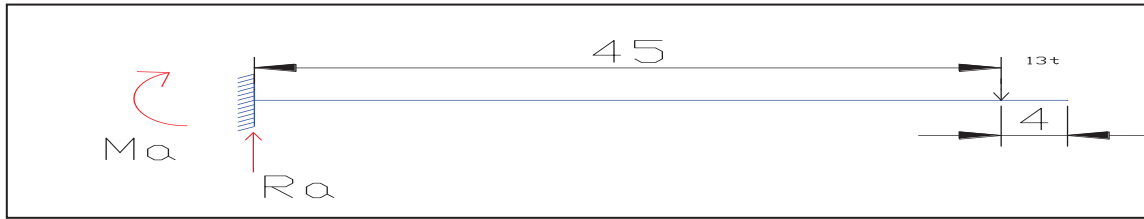


Figure IV.12 Surcharge Qpra2

$$M(x) = -585 + 13x \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [0, 45]$$

$$M(x) = -585 + 13x - 13(x - 47) \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [45, 49]$$

$$V(x) = 13 \text{ t} \quad \text{pour } x = [0, 45]$$

$$V(x) = 0.00 \text{ t} \quad \text{pour } x = [45, 49]$$

- La charge accidentelle $F_a = -Q_{prc \max} = -884.1 \text{ KN}$, l'accident probable est la chute d'un équipage mobile et doit être prise en compte. et doit être majoré par un coefficient de 2.

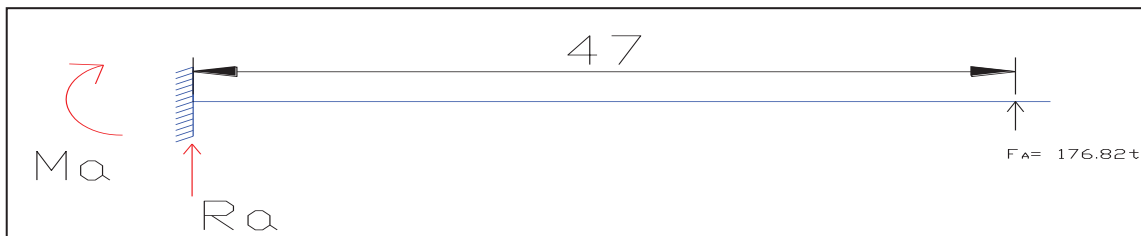


Figure IV.13 Surcharge Accidentelle

$$M(x) = 8310.54 - 176.82x \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$M(x) = 8310.54 - 176.82x + 176.82(x - 47) \quad \text{t.m} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

$$V(x) = 176.82 \text{ t} \quad \text{pour } x = [0, 47]$$

$$V(x) = 0.00 \text{ t} \quad \text{pour } x = [47, 49]$$

Tableau IV.2 Moments et efforts tranchant de demi-fléau

X (m)	G		Q _{prc max}		Q _{prc min}		Q _{pra1}		Q _{pra2}		F _A	
	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)	V (t)	M (t.m)
0	1620,8	-36104,36	88.41	-4155.27	80.07	-3763.29	15.68	-384.16	13	-585	-176.82	8310.54
5	1411,56	-28523,48	88.41	-3713.22	80.07	-3362.94	14.08	-309.76	13	-520	-176.82	7426.44
9	1243,08	-23214,21	88.41	-3359.58	80.07	-3042.66	12.8	-256	13	-468	-176.82	6719.16
13	1088,35	-18551,35	88.41	-3005.94	80.07	-2722.38	11.52	-207.36	13	-416	-176.82	6011.88
17	949,61	-14475,45	88.41	-2652.3	80.07	-2402.1	10.24	-163.84	13	-364	-176.82	5304.6
21	812,14	-10951,96	88.41	-2298.66	80.07	-2081.82	8.96	-125.44	13	-312	-176.82	4597.32
25	682,82	-7962,05	88.41	-1945.02	80.07	-1761.54	7.68	-92.16	13	-260	-176.82	3890.04
29	557,03	-5482,36	88.41	-1591.38	80.07	-1441.26	6.4	-64	13	-208	-176.82	3182.76
33	441,44	-3485,42	88.41	-1237.74	80.07	-1120.98	5.12	-40.96	13	-156	-176.82	2475.48
37	328,21	-1946,11	88.41	-884.1	80.07	-800.7	3.84	-23.04	13	-104	-176.82	1768.2
41	212,72	-864,24	88.41	-530.46	80.07	-480.42	2.56	-10.24	13	-52	-176.82	1060.92
45	109,7	-219,4	88.41	-176.82	80.07	-160.14	1.28	-2.56	13	0.00	-176.82	353.64
49	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	-176.82	0.00

IV.4 Calcul des câbles du clouage

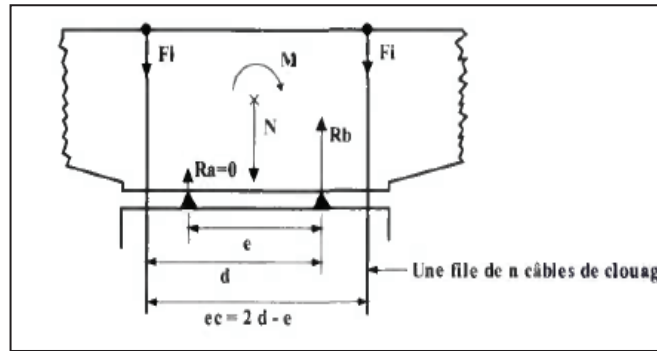


Figure IV.14 Efforts dans les câbles et réaction d'appui

Pour calculer le nombre des câbles du clouage de fléau qui vont assurer la stabilité de fléau, on doit choisir un sens de basculement de fléau, pour avoir les sollicitations les plus défavorables.

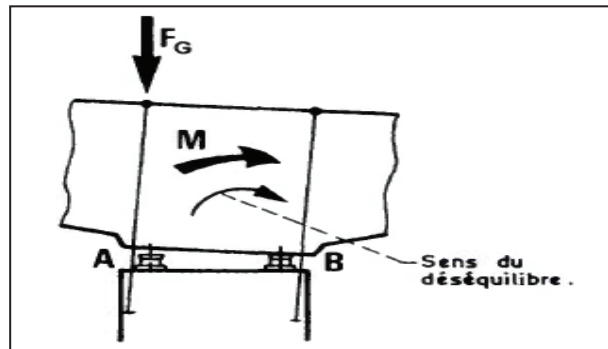


Figure IV.15 Basculement de fléau

Tableau IV.3 combinaisons de charges

Effort tranchant (t)				Moment fléchissant (t.m)			
Temporaire		Accidentelle		Temporaire		Accidentelle	
A1	A2	B1	B2	A1	A2	B1	B2
117,59	104,62	365,23	352,26	-3290,02	-3001,18	-15023,56	-14734,73
106,38	95,09	354,42	343,13	-2730,08	-2501,90	-13224,45	-12996,27
97,37	87,43	345,73	335,78	-2322,58	-2136,86	-11824,17	-11638,45
88,96	80,26	337,64	328,93	-1949,91	-1801,50	-10457,44	-10309,03
81,26	73,66	330,25	322,66	-1609,47	-1493,67	-9121,66	-9005,86
73,61	67,11	322,92	316,43	-1299,74	-1212,12	-7815,31	-7727,69
66,32	60,86	315,95	310,49	-1019,88	-956,18	-6537,55	-6473,85
59,18	54,73	309,14	304,68	-768,87	-725,01	-5287,36	-5243,50
52,50	48,97	302,77	299,24	-545,51	-517,63	-4063,54	-4035,66
45,92	43,29	296,51	293,89	-348,68	-333,11	-2864,97	-2849,40
39,23	37,53	290,15	288,45	-178,38	-171,46	-1691,65	-1684,73
33,10	32,22	284,34	283,46	-33,70	-31,95	-542,67	-540,92
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Le moment maximal est **15023.56** t.m et une réaction maximale à la tête de la pile de **365.23**

t.

Le moment renversant et l'effort tranchant à la tête de la pile :

$$M_R = 15023.561 \text{ t.m}$$

$$V_R = 365.225 \text{ t}$$

$$\frac{M}{N} = \frac{15023.56}{365.225} = 41.14 \text{ m}$$

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

$$\frac{e}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

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

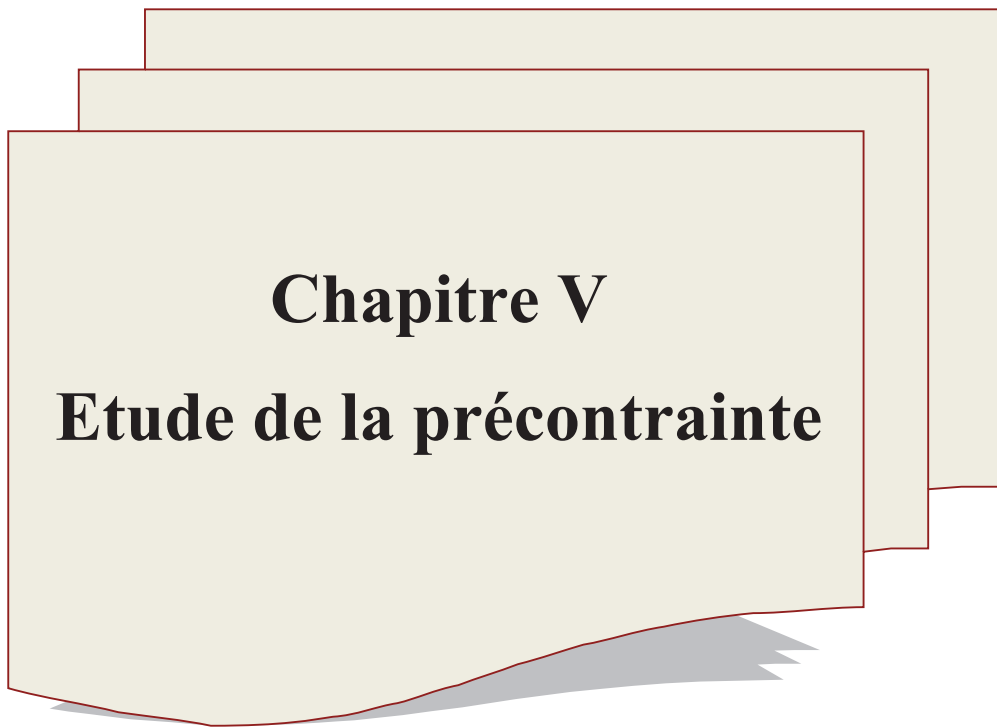
Donc il est nécessaire de prévoir des câbles de clouage

$$n \times S = \frac{\left(\frac{M}{4} - \frac{N}{2}\right)}{(1-\rho) \times \sigma_{po}}$$

$$n = \frac{\left(\frac{150.23}{4} - \frac{3.65}{2}\right)}{3.22}$$

n = 11.09 câbles

On prend 12 câbles de 19T15s pour assurer la stabilité de fléau en phase de construction.



Chapitre V

Etude de la précontrainte

V.1 Introduction

Les câbles précontraint de fléau sont des câbles situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier, leur rôle essentiel en construction est de reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et au charges de chantier et d'assembler les voussoirs, par contre en phase de service, leur rôle est de participer à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Il existe 3 types de câblages longitudinaux :

- Les câbles de fléau reprennent les moments négatifs, tant en construction qu'en service.
- Les câbles de continuité intérieurs sont dimensionnés pour reprendre en construction le moment positif dû aux charges de chantier, au gradient thermique et aux déformations différées du béton. (A.PETEL, 2012) [12]
- Les câbles de continuité extérieurs complètent la précontrainte intérieure. Ils reprennent les charges d'exploitation et le poids des équipements. Ils sont situés entre les âmes et l'hourdis, en dehors de la section courante. (A.PETEL, 2012) [12]

V.2 Détermination des câbles de fléau

V.2.1 Caractéristiques des câbles et matériaux

Les caractéristiques des câbles et matériaux utilisé dans cette partie sont :

Tableau V.1 caractéristique du béton

Béton	
γ_b (KN/m ³)	25
K	0.02
F_{c28} (MPa)	45
F_{t28} (MPa)	3.3
σ_t (MPa)	1.41

Tableau V.2 caractéristique du câble

Précontrainte	
Câble	19T15
\varnothing_g (mm)	100
e_0 (m)	2.5
A_p (mm ²)	139
σ_0 (MPa)	1488
φ (rad-1)	0.002
F_{prg} (MPa)	1860
F_{peg} (MPa)	1656
P0 (MN)	3.929808
E_p (MPa)	190000
$f_{frot\ linéaire}$ (rad-1)	0.18

V.2.2 Evaluation des efforts

V.2.2.1 Evaluation des efforts du poids propre du Fléau en console

Le moment dû au poids propre égal à **-361.7 MN.m**

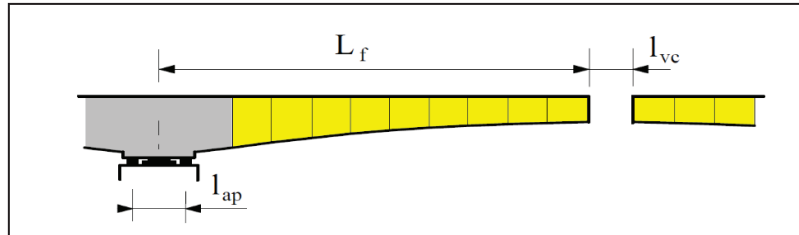


Figure V.1 Les éléments de fléau

V.2.2.2 Evaluation des efforts de charge dus au poids de l'équipage mobile Q_{prc}

Pour le calcul des câbles de fléau la charge de l'équipage mobile égale à **0.83 MN**

$$MQ_{prc} = -0.83 * (49 - \frac{4}{2}) = -39.2 \text{ MN.m}$$

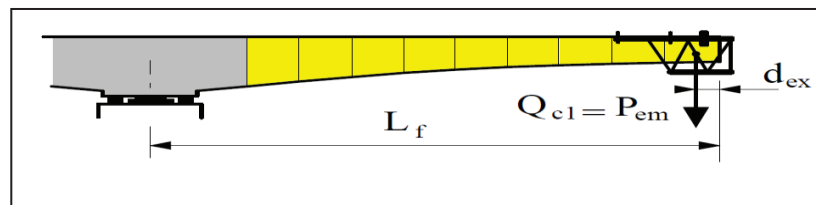


Figure V.2 Position de l'équipage mobile

V.2.2.3 Evaluation des efforts des charges aléatoires

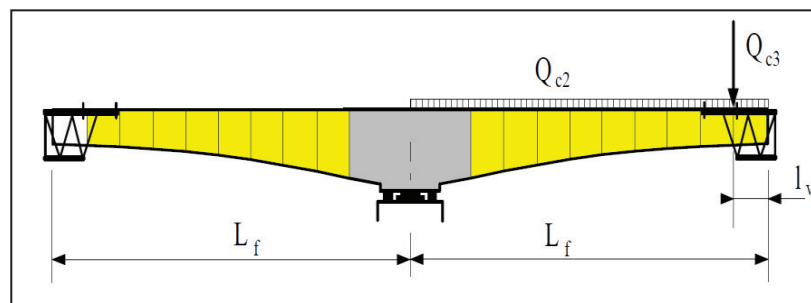


Figure V.3 Position des charges Q_{c2} et Q_{c3}

Une charge uniformément répartie d'une valeur de 0.2 KN/m^2 et une charge concentré d'une valeur de 130 KN .

$$M_{Qpra1} = - \frac{(0,2 \cdot 16 \cdot 49^2)}{2} \times 10^{-3} = - 3,84 \text{ MN.m}$$

$$M_{Qpra2} = - 130 \times (49 - 4) \times 10^{-3} = - 5,85 \text{ MN.m}$$

Selon le **guide SETRA [5]**, les combinaisons de charges a considéré sont :

- **ELS : G + Qprc + Q**
- **ELU : G + Qprc + 1,5 Q**

Donc le moment total égale

$$M_{totale} = -361,05 - 39,2 - 3,84 - 5,85$$

$$M_{totale} = -410,6 \text{ MN.m}$$

Tableau V.3 Les moments dus aux efforts

Mg (t.m)	MQpra2 (t.m)	MQpra1(t.m)	Qprc (t.m)	Mtotale (t.m)
-36170,06	-384,16	-585	-3920,07	-41059,29
-28679,17	-309,76	-520	-3503,04	-33011,97
-23411,65	-256	-468	-3169,42	-27305,07
-18750,8	-207,36	-416	-2835,79	-22209,95
-14665,12	-163,84	-364	-2502,17	-17695,13
-11126,43	-125,44	-312	-2168,55	-13732,42
-8109,86	-92,16	-260	-1834,92	-10296,94
-5593,85	-64	-208	-1501,30	-7367,15
-3560,17	-40,96	-156	-1167,68	-4924,81
-1993,89	-23,04	-104	-834,06	-2954,99
-883,41	-10,24	-52	-500,43	-1446,08
-220,44	-2,56	0	-166,81	-389,81
0	0	0	0	0

La force de précontrainte est déterminée par la formule suivante :

$$P = \frac{-\sigma t - \frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e0 \times v}{I}}$$

$$N \geq \frac{P}{P_{utile}}$$

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

e_0 : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

B : Section droite du voussoir.

Caractéristiques géométrique de voussoir sur pile.

- $I_p = 95.98 \text{ m}^4$, $S_p = 17.235 \text{ m}^2$, $v = 2.7\text{m}$ donc $e_0 = 2.7 - 2 \cdot 0.1 = 2.5\text{m}$
- $M_{\max} = - 389.54 \text{ MN.m}$

$$P = \frac{-1.41 - \frac{-410.6 \times 2.7}{95.98}}{\frac{1}{17.235} + \frac{2.5 \times 2.7}{95.98}}$$

$$P = 79.01 \text{ MN}$$

L'effort de précontrainte limite d'un câble 19T15 :

$$F_{\text{utile}} = (1-0.18) \times 139 \times 1488 \times 19 \times 10^{-6}$$

$$F_{\text{utile}} = 3.22 \text{ MN}$$

$$N > \frac{79.01}{3.22} \quad N > 24.54 \quad \rightarrow \quad \text{On prend 26 câbles de 19T15}$$

V.3 Répartition des câbles

La décroissance du moment fléchissant à partir de l'encastrement jusqu'au dernier voussoir de demi fléau, permet d'arrêter deux câbles dans chaque voussoir, la moitié du nombre de câble dans chaque âme de voussoir pour éviter la torsion de la section. (SETRA, 2003)[5]

Selon le guide SETRA [5], on peut arrêter deux à quatre câbles par voussoir ; donc cette disposition va nous permettre de standardiser le ferrailage des voussoirs.

Dans le tableau ci-dessous on va calculer le nombre nécessaire de câbles pour chaque voussoir.

Tableau V.4 Nombre de câbles nécessaire pour chaque voussoir

Vsr	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v '(m)	e (m)	M (t.m)	P (MN)	N _{cables}	N _{cable choisi}	N _{cable/v}
Demi-VSP	0	17,235	95,98	2,7	3.3	2,5	-41059,29	79,01	24,54	26	-
	5	17,235	95,98	2,7	3.3	2,5	-33011,97	61,37	19,06	20	4
V1	9	16,682	83,42	2,52	3.19	2,32	-27305,07	52,59	16,33	18	2
V2	13	15,654	64,52	2,23	2.96	2,03	-22209,95	46,75	14,52	16	2
V3	17	14,729	49,61	1,97	2.75	1,77	-17695,13	40,65	12,62	14	2
V4	21	13,907	38,26	1,73	2.55	1,53	-13732,42	34,02	10,56	12	2
V5	25	13,187	29,72	1,53	2.38	1,33	-10296,94	26,96	8,37	10	2
V6	29	12,57	23,46	1,37	2.23	1,17	-7367,15	19,56	6,07	8	2
V7	33	12,056	18,89	1,24	2.10	1,04	-4924,81	12,05	3,74	4	2
V8	37	11,645	15,66	1,13	1.99	0,93	-2954,99	4,72	1,47	2	2
V9	41	11,336	13,48	1,05	1.91	0,85	-1446,08	-1,84	-0,57	2	2
V10	45	11,131	12,15	1,01	1.86	0,81	-389,81	-6,91	-2,15	2	2
V11	49	11,028	11,51	0,98	1.83	0,78	0	-8,98	-2,79	2	2

La position des câbles est selon l'enrobage et l'espacement horizontal et vertical.

- L'enrobage $C = \max\left(\frac{3}{4}a, \varnothing g, d\right) = 12 \text{ cm}$
 - ✓ **a** : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
 - ✓ **$\varnothing g$** : diamètre de la gaine extérieur 100 mm.
 - ✓ **d** : dans les ouvrages courants égale à 4 cm.
- L'espacement horizontal entre deux câbles $e_h \geq \varnothing g \rightarrow e_h = 12 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre deux câbles $e_v \geq \varnothing g \rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$

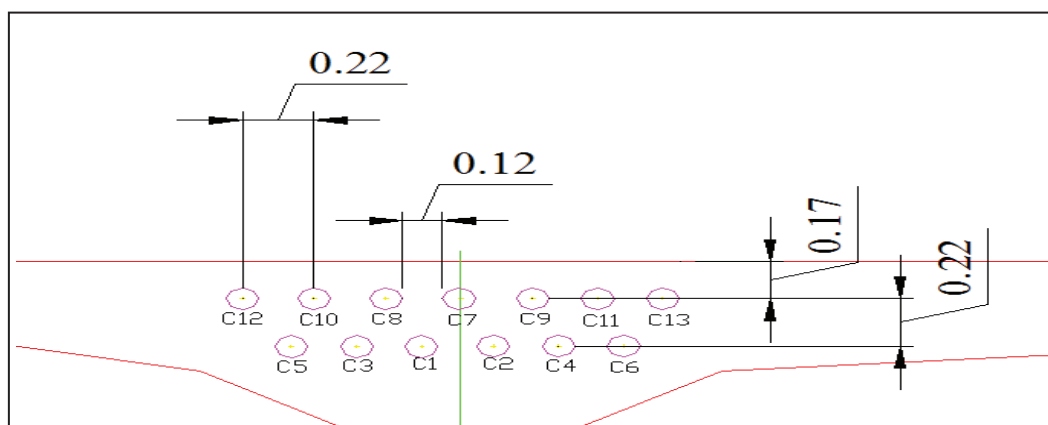


Figure V.4 Position des câbles de fléau

V.4 Tracé des câbles

V.4.1 Tracé des câbles en élévation

Pour réduire les contraintes de cisaillement, une partie des câbles sont descendue dans les âmes, leurs points de départ étant les goussets supérieurs et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs.

L'ancrage des câbles se fera au niveau du centre de gravité de la section, ils suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage où le tracé devient parabolique, d'où l'équation :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$$

d_0 : Distance du CDG du câble à la fibre supérieure quand il est rectiligne.

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

L : Distance sur laquelle s'effectue la courbe.

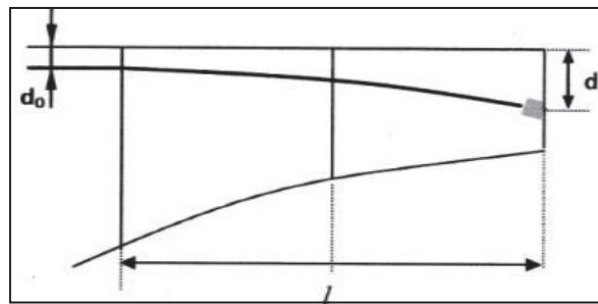


Figure V.5 Paramètres de tracé en élévation des câbles

- L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est comme suit :

$$\tan \alpha = \frac{2(d_1 - d_0)x}{L^2}$$

- L'inclinaison à l'ancrage

La formule pour le calcul de l'inclinaison à l'ancrage est :

$$\tan \alpha = 2y/L$$

- Le rayon de courbure en un point est déterminé par la formule suivante :

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

Le rayon minimal de courbure R_{min} est de 8m pour 19T15s.

De cette formule, on peut déduire la valeur de d_1

$$d_1 < \frac{L^2}{2R_{min}} + d_0$$

- Pour le voussoir sur pile $d_1 < 1.95m$.
- Pour les voussoirs numéro 1, 2, 3, 4 $d_1 < 1.39m$.
- Pour les voussoirs numéro 5 jusqu'au voussoir 11 $d_1 < 1.17m$.

Tableau V.5 Paramètres de tancé en élévation des câbles

Voussoirs	N° cables	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	α (rad)	Y(x)
Demi-VSP	1	5	0.39	1.2	0.31	$0.39 + 0.032x^2$
	2	5	0.39	1	0.24	$0.39 + 0.024x^2$
V1	3	4	0.39	0.8	0.2	$0.39 + 0.026x^2$
V2	4	4	0.39	0.8	0.2	$0.39 + 0.026x^2$
V3	5	4	0.39	0.8	0.2	$0.39 + 0.026x^2$
V4	6	4	0.39	0.8	0.2	$0.39 + 0.026x^2$
V5	7	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V6	8	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V7	9	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V8	10	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V9	11	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V10	12	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$
V11	13	4	0.17	0.6	0.21	$0.17 + 0.027x^2$

V.4.2 Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir, et pour assurer un bon ancrage, le câble présente deux paraboles consécutives constituant un S, les câbles doivent être déviés en plan avant d'être déviés en élévation. Les câbles en plan suivent un tracé parallèle par rapport à l'axe longitudinal du caisson, le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

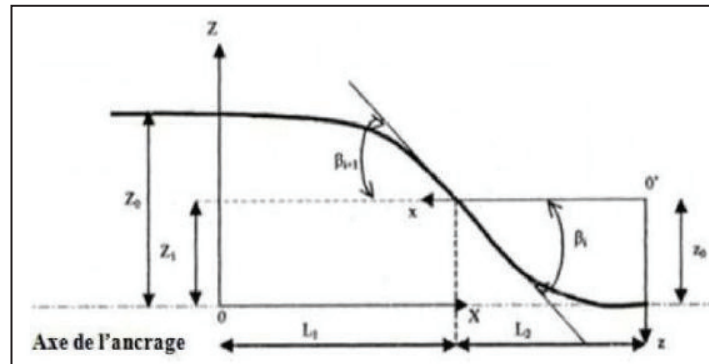


Figure V.6 Paramètres de tracé en plan des câbles

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

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(X_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

R_i : Rayon de courbure dans la première section.

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

L'inclinaison :

$$\beta_i = \text{Arctan}\left(\frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}\right) \quad \beta_{i+1} = \text{Arctan}\left(\frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}\right)$$

β_i : Inclinaison dans la section intermédiaire.

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

Tableau V.6 Paramètres de tancé en plan des câbles

voussoirs	N _{cabl}	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i (m)	X _{i+1} (m)	R _i (m)	B _i (rad)	B _{i+1} (rad)	Equation
Demi-VSP	1	-0.11	-0.055	2.5	2.5	-56,82	-0,044	-0,044	-0.055 +0,002x²
	2	0.11	0.055	2.5	2.5	56,82	0,044	0,044	0.055 - 0,002x²
V1	3	-0.33	-0.165	2	2	-12,12	-0,164	-0,164	-0.165 + 0,01x²
V2	4	0.33	0.165	2	2	12,12	0,164	0,164	0.165 -0,01x²
V3	5	-0.55	-0.275	2	2	-7,27	-0,268	-0,268	-0.275+ 0,017x²
V4	6	0.55	0.275	2	2	7,27	0,268	0,268	0.275 -0,017x²
V5	7	0	0	2	2	0	0	0	0
V6	8	-0.22	-0.11	2	2	-18,18	-0,11	-0,11	-0.11 +0,007x²
V7	9	0.22	0.11	2	2	18,18	0,11	0,11	0.11 -0,007x²
V8	10	-0.44	-0.22	2	2	-9,09	-0,22	-0,22	-0.22 +0,014x²
V9	11	0.44	0.22	2	2	9,09	0,22	0,22	0.22 -0,014x²
V10	12	-0.66	-0.33	2	2	-6,06	-0,32	-0,32	-0.33+ 0,021x²
V11	13	0.66	0.33	2	2	6,06	0,32	0,32	0.33 -0,021x²

V.5 Les déformations de fléau

La déformation de fléau sous l'effet des charges et surcharges doit être réduite au maximum avec la contre flèche créer par la précontrainte.

En phase de construction, la déformé es due principalement au :

- Poids propre du tablier.
- poids de l'équipage mobile.
- précontrainte de fléau.

V.5.1 Les déformation due au poids propre

Théoriquement les déformations dues au poids propre sont calculée par la formule suivante :

$$EIY'' = -Mz$$

E_{vj} : Module de young différé.

I_x : Moment d'inertie de la section moyenne en cas de section variable du voussoir.

M : Moment au point de calcul de la déformation.

$$E = E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{45} \rightarrow E_{vj} = 13160.51 \text{ MPa}$$

Le calcul des déformations dues au poids propre est fait par le logiciel ROBOT

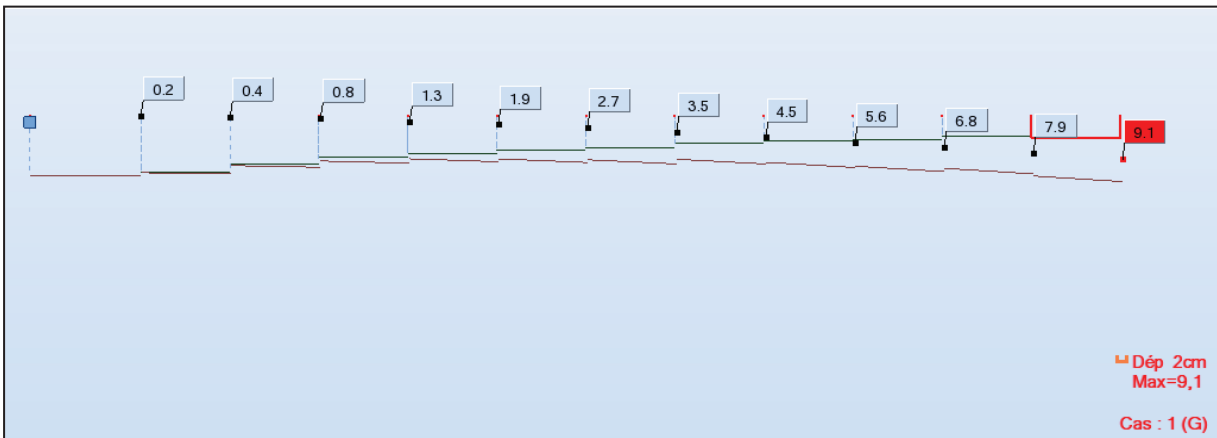


Figure V.7 Déplacement dû au poids propre

V.5.2 Les déformation due à l'équipage mobile

La charge de l'équipage mobile est une charge concentré $Q_{prc} = 834.1$ KN, cette charge va créer une déformation qui s'ajoute à la déformation due au poids propre.

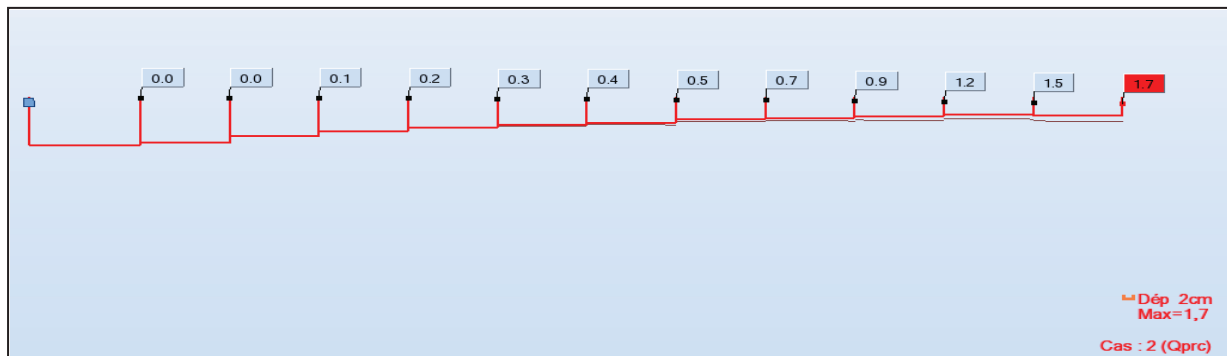


Figure V.8 Déplacement dû à l'équipage mobile

V.5.3 Les déformation due au fluage

Pour calculer les déformations due au fluage il suffit de remplacé le module de déformation longitudinal par :

$$E_{vj} = \frac{E_{instantané}}{1 + \psi \zeta} = \frac{39000}{1 + 2.85} = 10129.87 \text{ MPa}$$

$\psi = 0.95$: Coefficient de vieillissement.

$\zeta_{flu} = 3$: coefficient de fluage.

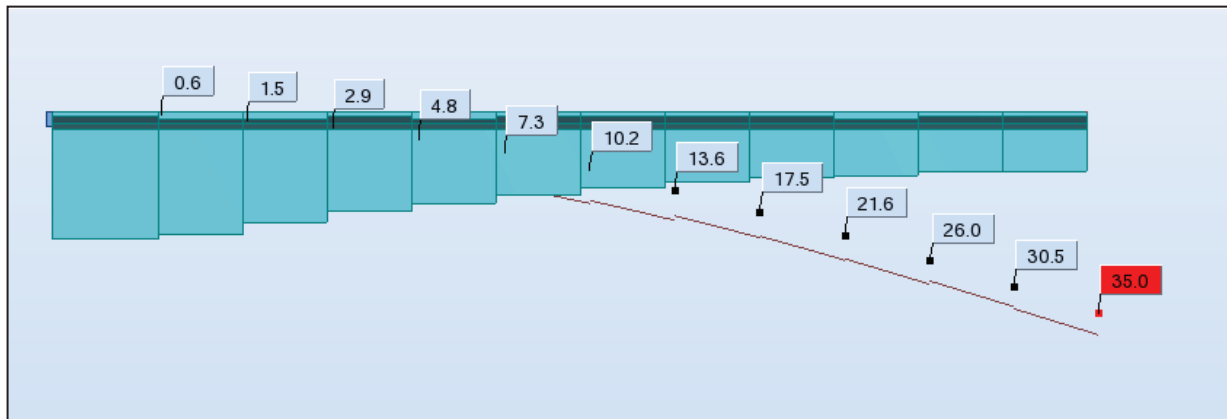


Figure V.9 Déplacement dû au fluage

V.5.4 Les déformation due à la précontrainte de fléau

Les déformations due à la précontrainte sont des contre flèche qui neutralise les déformations créer par le poids propre.

La force du précontraint est calculée par la formule suivante :

$$Y(x) = \frac{Mx^2}{2EI} \quad \text{Avec } M(x) = P \times e \quad \text{et} \quad P = 3.22x N_{\text{cable}}$$

P : Force de la précontrainte

N_{cable} : Nombre de câble

M : Moment due à l'excentricité de câble 'e'

E : Module de déformation longitudinal

Tableau V.7 Déplacement dû aux câbles de précontraintes

X (m)	N _{cable}	I (m ⁴)	1/2EI	P (MN)	M (MN.m)	Y(cm)
5	4	95,98	3,96E-08	12,88	29,7528	0,0294
9	6	83,42	4,55E-08	19,32	41,1516	0,152
13	8	64,52	5,89E-08	25,76	47,3984	0,472
17	10	49,61	7,66E-08	32,2	50,876	1,13
21	12	38,26	9,93E-08	38,64	51,7776	2,27
25	14	29,72	1,28E-07	45,08	61,3088	4,90
29	16	23,46	1,62E-07	51,52	61,824	8,42
33	18	18,89	2,01E-07	57,96	62,0172	13,6
37	20	15,66	2,43E-07	64,4	61,824	20,5
41	22	13,48	2,82E-07	70,84	62,3392	29,5
45	24	12,15	3,13E-07	77,28	64,9152	41,1
49	26	11,51	3,30E-07	83,72	67,8132	53,7

Donc la valeur de déplacement finale égale à :

$$U_z = 53.7 - (35 + 1.7 + 9.1)$$

$$U_z = 7.9 \text{ cm}$$

Le demi fléau est soulevé de 7.9 cm, après toutes les déformations due au charges et surcharges appliqué sur le demi fléau.

V.6 La précontrainte de continuité

Les câbles précontraints de continuité s'oppose aux moments positifs créés par les efforts appliqués en phase de service, ces efforts sont dus au poids propre de la superstructure, équipements de la structure, aux charges routières A(l), B, charges militaires, au gradient thermique et au fluage. Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, nous allons procéder par étapes :

- Calcul des effets du fluage
- Les moments longitudinaux des charges et surcharges

V.6.1 Le moment dû au fluage

En première approximation, on se réserve une marge de sur la contrainte en fibre inférieure. Cette réserve nous conduit à calculer un moment de fluage dans la travée centrale :

$$M_{\text{fluage}} = \frac{I_c}{V'} \sigma^*$$

σ^* : Égale à 1.5 MPa pour les voussoirs coulés en place.

I_c : Moment d'inertie du voussoir de clavage.

V' : La distance de centre de gravité par rapport à la fibre inférieure.

$$M_{\text{fluage}} = \frac{11.42}{1.82} \times 1.5 = 9412.09 \text{ KN.m}$$

V.6.2 Calcul des moments dus aux superstructures

Pour calculer les moments maximum et minimum dans les sections d'études, les cas de charge à considérer sont les suivants :

- **Etat limite de service**

$$G + 1.2 (A(l) + \Delta T)$$

$$G + 1.2 (Bc + \Delta T)$$

$$G + Mc120$$

$$G + D240$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{comb}} + M_{\text{fluage}}$$

G : poids propres du tablier.

$A(l)$: Surcharges routière.

Bc : charge de chaussée de Système B.

$M120$: charge militaire type Mc120.

$D240$: Charge militaire type D240.

FL : Effet fluage.

V.6.3 Calcul des câbles de continuité

V.6.3.1 Travée intermédiaire

Pour avoir les moments maximale et minimale due aux différentes sollicitations à la travée centrale, la disposition des charges est montrée dans la figure suivante :

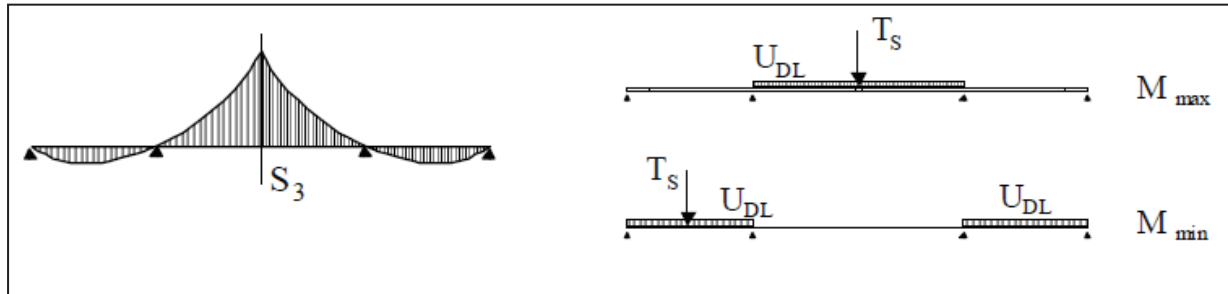


Figure V.10 Disposition des charges en travée intermédiaire

T_s : Charges routières ponctuelles.

U_{DL} : Charges routières réparties.

L'effort précontraint nécessaire pour reprendre le moments positif a la clef de la travée centrale est donné par la formule suivante :

$$P = \frac{-\sigma t - \frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times v'}{I}}$$

$$N \geq \frac{P}{\text{Putile}}$$

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

e_0 : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

B : Section droite du voussoir.

Caractéristiques géométrique de voussoir de clavage.

$$I_c = 11.42 \text{ m}^4, S_c = 11.015 \text{ m}^2, v' = 1.82\text{m} \text{ donc } e_0 = 1.82 - 2 \times 0.1 = 1.62\text{m}$$

$$P = \frac{-1.41 + \frac{(174.33 + 9.41) \times 1.82}{11.42}}{\frac{1}{11.015} + \frac{1.82 \times 1.62}{11.42}} = 79.87 \text{ MN}$$

$$N \geq \frac{79.87}{3.22} = 24.8 \rightarrow \text{On prend 26 câbles } 19\text{T}15$$

Tableau V.8 Nombre des câbles de continuités nécessaire pour la travée centrale

x	M _{comb} (MN.m)	M _{fluage} (MN.m)	M _{tot} (MN.m)	v'(m)	e(m)	P (MN)	N _{cable}	N _{choisi}
0	-428,69	43,63	-385,06	3,3	3,1	-89,00	-27,64	0
5	-308,08	43,63	-264,45	3,3	3,1	-63,80	-19,81	0
9	-222,44	39,23	-183,21	3,19	2,99	-48,29	-15,00	0
13	-146,19	32,70	-113,49	2,96	2,76	-34,73	-10,79	0
17	-78,74	27,06	-51,68	2,75	2,55	-20,43	-6,34	0
21	-19,74	22,51	2,77	2,55	2,35	-5,36	-1,67	0
25	30,99	18,73	49,72	2,38	2,18	10,27	3,19	4
29	73,69	15,78	89,47	2,23	2,03	26,03	8,09	10
33	108,64	13,49	122,13	2,1	1,9	41,36	12,85	14
37	136,08	11,80	147,88	1,99	1,79	55,47	17,23	18
41	156,01	10,59	166,60	1,91	1,71	67,16	20,86	22
45	168,65	9,80	178,45	1,86	1,66	75,32	23,39	24
49	174,11	9,43	183,54	1,83	1,63	79,39	24,65	26
50	174,33	9,41	183,74	1,82	1,62	79,87	24,81	26

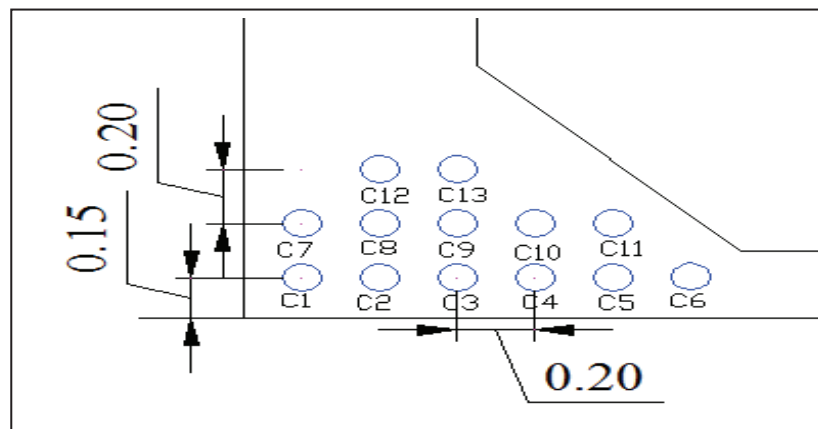


Figure V.11 Répartition des câbles de continuités dans le gousset inférieur

V.6.3.2 Travée de rive

Pour avoir les moments maximale et minimale due aux différentes sollicitations à la travée de rive, la disposition des charges est montrée dans la figure suivante :

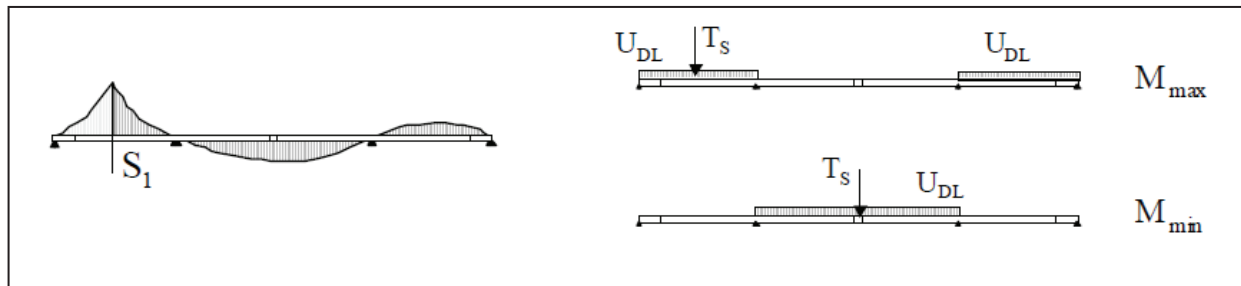


Figure V.12 Disposition des charges en travée de rive

T_s : Charges routières ponctuelles.

U_{DL} : Charges routières réparties.

$$P = \frac{-1.41 + \frac{(90.79) \times 1.91}{11.336} + \frac{13.48}{13.48}}{\frac{1}{11.336} + \frac{1.91 \times 1.71}{13.48}} = 34.65 \text{ MN}$$

$$N \geq \frac{34.65}{3.22} = 10.76 \rightarrow \text{On prend 12 câbles 19T15.}$$

Tableau V.9 Nombre des câbles de continuités nécessaire pour la travée de rive

x	Diagram							Nchoisi
0								0
5								0
9								0
13								0
17								0
21								0
25								4
29								6
33								8
37								10
41	12							
45	76,83	9,80	86,63	1,86	1,66	34,46	10,70	12
49	66,27	9,43	75,70	1,83	1,63	30,38	9,43	10
51	58,26	9,41	67,67	1,82	1,62	26,86	8,34	10
55,5	33,68	9,41	43,09	1,82	1,62	15,64	4,86	6
60	0	9,41	9,41	1,82	1,62	0,26	0,08	2

Figure V.13 Répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur

V.7 Calcul des pertes de la précontrainte

Certains phénomènes interviennent dans le calcul de la précontrainte nécessaire pour reprendre les efforts sollicitant la structure, tels que les pertes instantanées, le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles, et les pertes différées, le retrait de béton, la relaxation des aciers, et le fluage du béton. (M.AMIEUR, 2017)[1]

L'estimation des pertes doit être vérifiée afin de s'assurer que le nombre des câbles est suffisant.

V.7.1 Les pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension, elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

V.7.1.1 Les pertes dues au frottement

Ses pertes sont développées lors de la mise en tension des câbles, par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort).

Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure, donc il y'aura un frottement qui se développe entre la gaine et le câble de précontrainte.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule de **BPEL** suivante :

$$P(x) = P_0 \times e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

P_0 : Tension à l'origine.

$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$: Coefficient de frottement en courbe.

α : Déviation angulaire totale du câble sur la distance x , $\theta = \alpha + \beta$.

$\varphi = 0,002$: Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

$$P(x) = P_0 \times e^{-(0,18\theta + 0,002x)}$$

$$\Delta\sigma_{\text{frot}} = \sigma_{p0} (1 - e^{-(0,18\theta + 0,002x)})$$

Les valeurs des pertes par frottement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Les pertes par frottement

voussoirs	N_{cable}	L_v (m)	x (m)	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)
Demi-VSP	1	5	5	0,31	-0,044	0,266	90,68
Demi-VSP	2	5	5	0,24	0,044	0,284	95,20
V1	3	4	9	0,2	-0,164	0,036	48,99
V2	4	4	13	0,2	0,164	0,364	147,67
V3	5	4	17	0,2	-0,268	-0,068	56,57
V4	6	4	21	0,2	0,268	0,468	203,73
V5	7	4	25	0,21	0	0,21	158,73
V6	8	4	29	0,21	-0,11	0,1	148,32
V7	9	4	33	0,21	0,11	0,32	215,69
V8	10	4	37	0,21	-0,22	-0,01	153,93
V9	11	4	41	0,21	0,22	0,43	270,22
V10	12	4	45	0,21	-0,32	-0,11	161,91
V11	13	4	49	0,21	0,32	0,53	320,30

V.7.1.2 Pertes de tension par recul d'encrage

Cette perte est causée soit par glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. La perte diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La formule pour calculer la longueur de recul d'ancrage est :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}}$$

Les pertes dues au recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

Avec :

$$\sigma_p(x) = \sigma_0 \times e^{-(f\theta + \varphi x)} = \sigma_0 \times e^{-k(x)}$$

$$\sigma'_p(x) = \sigma_0 \times e^{-(2k(d) + k(x))}$$

λ : Longueur d'ancrage.

$g = 6\text{mm}$: l'intensité du recul d'ancrage.

E_p : Module d'élasticité des aciers.

σ_0 : Contrainte initial.

σ'_p : Contrainte après recule d'ancrage.

$\Delta\sigma$: La perte de tension.

Les valeurs des pertes par recul d'ancrage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Les pertes par recule d'encrage

voussoirs	N _{cable}	$\theta(\text{rad})$	$\lambda(\text{m})$	$K(x) (\text{m}^{-1})$	$k (\lambda) (\text{m}^{-1})$	$\sigma_p(x)$ (MPa)	$\sigma'_p(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)
Demi-VSP	1	0,266	3,64	0,055	0,057	1404,32	1257,64	146,68
Demi-VSP	2	0,284	3,54	0,058	0,061	1399,78	1245,97	153,81
V1	3	0,036	5,59	0,018	0,024	1452,02	1401,60	50,41
V2	4	0,364	2,89	0,071	0,092	1357,86	1177,39	180,47
V3	5	-0,068	5,93	-0,0003	0,022	1455,97	1457,06	-1,09
V4	6	0,468	2,46	0,089	0,126	1311,53	1097,31	214,22
V5	7	0,21	2,95	0,04	0,088	1362,92	1248,84	114,08
V6	8	0,1	3,18	0,024	0,076	1379,10	1313,55	65,55
V7	9	0,32	2,49	0,06	0,124	1314,995	1160,29	154,70
V8	10	-0,01	3,26	0,005	0,072	1384,35	1371,36	12,99
V9	11	0,43	2,19	0,08	0,159	1268,75	1077,31	191,44
V10	12	-0,11	3,30	-0,013	0,070	1387,12	1424,21	-37,09
V11	13	0,53	1,99	0,099	0,193	1226,34	1005,29	221,05

V.7.1.3 Pertes dues au non simultanité de la mise en tension

La mise en tension des armatures se fait successivement l'un après l'autre, le choix de classement de mise en tension des câbles doit être fait de façon à minimiser la diminution de la force de traction des armatures. Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte notée. Ces actions permanentes peuvent résulter de :

- La mise en tension d'un nouveau câble.
- L'application d'un supplément de poids propre dans le cas d'une construction par phases.
- La mise en place de superstructures.

Le raccourcissement moyen est égale a $\frac{n-1}{2} \times \Delta l$ dont $\Delta l = \frac{\sigma}{n \times E_{bi}}$

- Δl : Raccourcissement de béton provoqué par la mise en tension d'un câble

Ce raccourcissement crée une perte de tension par câble, cette perte est donnée par la formule simplifiée dans **BPEL** :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \text{ Avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 4.85$$

$$\sigma_b(x) = \frac{(P_0 - \Delta p)}{B} + \frac{M_p}{I} - \frac{M.e_{moy}}{I}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{(\sigma_0 - \Delta \sigma(f+g))A}{B} + \frac{\sigma_0 \times e^2_{moy}}{I} - \frac{M.e_{moy}}{I}$$

Les valeurs des pertes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Les pertes dues au non simultanété de la mise en tension

Voussoirs	N _{cable}	$\Delta \sigma_{frot+rec}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$E_p/2E_{bi}$	$\Delta \sigma_{bi}$ (MPa)
Demi-VSP	26	3539,20	72,54	2.425	175,9
V1	22	3052,83	72,25	2.425	175,22
V2	20	2953,42	70,05	2.425	169,87
V3	18	2625,27	67,60	2.425	163,94
V4	16	2569,79	63,43	2.425	153,83
V5	14	2151,84	86,19	2.425	209,01
V6	12	1879,03	85,99	2.425	208,52
V7	10	1665,16	85,97	2.425	208,49
V8	8	1294,77	84,59	2.425	205,14
V9	6	1127,84	83,64	2.425	202,82
V10	4	666,18	85,61	2.425	207,60
V11	2	541,36	84,77	2.425	205,56

V.7.1.4 Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{rec}(x) + \Delta\sigma_{bi}(x)$$

$$\Delta\sigma_i(x) = 5.35 + 3.79 + 5.9 = 15.04 \%$$

V.7.2 Les pertes de tension différées

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus au moins long que les pertes instantanées, elle dépend essentiellement des caractéristiques des matériaux de construction et la température de milieu, dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent les pertes de tension différées suivantes :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

V.7.2.1 Pertes de tension due au retrait du béton

Le retrait est un phénomène qui affecte les matériaux fabriqués à base de ciment et d'eau, après la prise de béton un raccourcissement naturel se produise dû essentiellement à l'évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage.

Ce raccourcissement engendre donc une diminution de la contrainte de traction des armatures, selon Le **BPEL 91**, Les pertes de retrait à temps infini sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

$\varepsilon_r = 2.10^{-4}$: le retrait final du béton fonction de climat.

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

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

V.7.2.2 Pertes de tension due au fluage du béton

Le fluage est une déformation différée sous contrainte de compression, cette contrainte augmente la déformation du béton dans le temps, la déformation finale peut atteindre trois fois la valeur de la déformation instantanée, la variation de la contrainte due au fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{flu}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}} x(\sigma_b + \sigma_{max}) \text{ Avec } \frac{E_p}{E_{ij}} = 4.85$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

σ_b : Contrainte finale supportée par le béton dans la section.

$\sigma_{max} \leq 1.5\sigma_b$: Contrainte maximale.

$$\sigma_b(x) = \frac{(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst})A}{B} + \frac{P \times e^2_{moy}}{I} - \frac{M \cdot e_{moy}}{I}$$

$$\sigma_{flu}(x) = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Tableau V.13 Les pertes dues au fluage du béton

Voussoirs	N _{cable}	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	P (MPa)	e (m)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)
Demi-VSP	26	5	5825,09	83,72	2,31	410,59	-0,27	-3,27
V1	22	9	5162,81	70,84	2,13	330,12	-0,279	-3,38
V2	20	13	4888,19	64,4	1,84	273,05	-0,277	-3,35
V3	18	17	4390,17	57,96	1,58	222,1	-0,20	-2,47
V4	16	21	4170,75	51,52	1,34	176,95	-0,11	-1,31
V5	14	25	3598,97	45,08	1,36	137,32	-0,08	-0,98
V6	12	29	3117,15	38,64	1,2	102,97	0,15	1,86
V7	10	33	2694,76	32,2	1,07	73,67	0,41	4,93
V8	8	37	2115,88	25,76	0,96	49,24	0,68	8,27
V9	6	41	1743,82	19,32	0,88	29,55	0,83	10,04
V10	4	45	1079,34	12,88	0,84	14,46	0,89	10,75
V11	2	49	746,92	6,44	0,81	3,9	0,62	7,49

V.7.2.3 Pertes de tension du par la relaxation des câbles

Le phénomène de relaxation est la diminution de la contrainte initiale avec le temps, donc une chute de tension dans les armatures de précontrainte à haute limite élastique. Cette perte dépend de la nature de traitement de l'acier, on distingue deux types d'acier :

- TBR : très basse relaxation.
- RN : Relaxation normale.

Les pertes dues à la relaxation des aciers peuvent être estimées par la formule suivante :

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

σ_{pi} : Tension initiale de l'acier dans la section.

$\mu_0 = 0.43$: coefficient pour les aciers TBR.

$\rho_{1000} = 2.5\%$: valeur garantie de la relaxation.

Tableau V.14 Les pertes dues à la relaxation des câbles

Voussoirs	Ncable	σ_{p0} (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
Demi-VSP	26	38688	5825,09	32862,91	849,75
V1	22	32736	5162,81	27573,19	595,34
V2	20	29760	4888,19	24871,81	482,83
V3	18	26784	4390,17	22393,83	389,98
V4	16	23808	4170,75	19637,25	298,32
V5	14	20832	3598,97	17233,03	228,38
V6	12	17856	3117,15	14738,85	165,68
V7	10	14880	2694,76	12185,24	111,88
V8	8	11904	2115,88	9788,12	70,95
V9	6	8928	1743,82	7184,18	36,99
V10	4	5952	1079,34	4872,66	16,00
V11	2	2976	746,92	2229,08	2,57

V.7.2.4 Pertes différées totales

C'est la somme de toutes les pertes différées, selon le BPEL la perte due à la relaxation doit être minoré forfaitairement par un coefficient qui égale à 5/6.

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_{flu}(x) + \Delta\sigma_{relx}(x)$$

$$\Delta\sigma_d(x) = 0.07 + 0.1 + \frac{5}{6} (2.2) = 2.01 \%$$

V.7.3 Conclusion

La somme des pertes instantanée et différée égale à **17.05%** qui est inférieure à la valeur estimée, donc les 26 câbles de 19T15 sont suffisants pour reprendre les moments créés par le poids propre et les surcharges de chantier.

V.7.4 Vérification de la flèche a ELS

La valeur de la flèche sous le poids propre est calculée par le logiciel **ROBOT**.

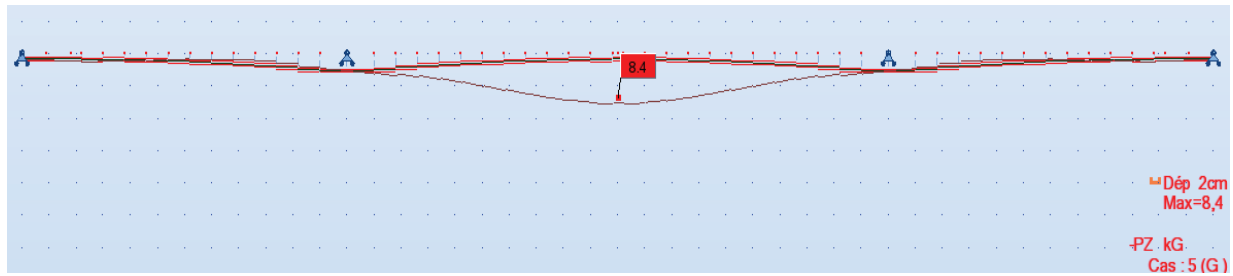


Figure V.14 flèche du tablier sous poids propre

$$0.084 < \frac{L}{700} = \frac{220}{700} = 0.31 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

V.8 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes doit être faite en phase de construction et en phase de service, toutes les contraintes en fibre supérieur ou inférieur doivent être inférieures aux valeurs admissibles.

V.8.1 Vérification des contraintes en phase de construction

Les contraintes appliqués dans chaque section doit être inférieur à la contrainte admissible, les contraintes sont calculés par les formules suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{A} + \frac{Mv}{I} - \frac{Pev}{I} \geq (\sigma_{\text{bt}} = -1.41 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{A} + \frac{Mv'}{I} - \frac{Pev'}{I} \leq (\sigma_{\text{bc}} = 0.6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa})$$

σ_{sup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

A : Section droite du voussoir.

Tableau V.15 Les contraintes dans les fibres extrêmes en phase de construction

N	M (t.m)	v (m)	v' (m)	e (m)	P (MN)	P/A (MN)	Pev/I (MPa)	Pev'/I (MPa)	Mv/I (MPa)	Mv'/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
26	41059,29	2,7	3,3	2,31	83,72	4,857	5,44	6,65	11,55	14,12	9,76	12,33
22	33011,97	2,52	3,19	2,13	70,84	4,246	4,56	5,77	9,97	12,62	8,45	11,10
20	27305,07	2,23	2,96	1,84	64,4	4,114	4,1	5,44	9,44	12,53	8,12	11,20
18	22209,95	1,97	2,75	1,58	57,96	3,935	3,64	5,08	8,82	12,31	7,68	11,17
16	17695,13	1,73	2,55	1,34	51,52	3,705	3,12	4,60	8,00	11,79	7,10	10,9
14	13732,42	1,53	2,38	1,36	45,08	3,419	3,16	4,91	7,07	10,99	5,58	9,51
12	10296,94	1,37	2,23	1,2	38,64	3,074	2,71	4,41	6,01	9,79	4,68	8,45
10	7367,15	1,24	2,1	1,07	32,2	2,671	2,26	3,83	4,84	8,19	3,68	7,03
8	4924,81	1,13	1,99	0,96	25,76	2,212	1,78	3,14	3,55	6,26	2,62	5,33
6	2954,99	1,05	1,91	0,88	19,32	1,704	1,32	2,41	2,30	4,19	1,60	3,48
4	1446,08	1,01	1,86	0,84	12,88	1,157	0,9	1,66	1,20	2,21	0,70	1,71
2	389,81	0,98	1,83	0,81	6,44	0,584	0,44	0,83	0,33	0,62	0,09	0,37

V.8.2 Vérification des contraintes en phase de service

On doit traiter les deux cas, le premier cas ou on prend seulement le poids propre de tablier, c'est l'état vide, et le deuxième cas ou le pont est en état de charge.

V.8.2.1 Etat vide

Les contraintes doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{Mv}{I} - \frac{Pev}{I} \geq (\sigma_{bt} = -1.41 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{Mv'}{I} + \frac{Pev'}{I} \leq (\sigma_{bc} = 0.6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa})$$

V.8.2.1.1 Travée intermédiaire

Tableau V.16 Les contraintes dans la travée intermédiaire vide en phase de service

X(m)	M _{tot} (MN.m)	e (m)	P/A (MN)	Pev/I (MPa)	Mv/I (MPa)	Pev'/I (MPa)	Mv'/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
21	-20,08	2,35	0,00	0,00	-0,53	0,00	-1,34	-0,53	1,34
25	7,10	2,18	0,98	1,45	0,37	2,25	0,57	-0,10	2,66
29	30,01	2,03	2,56	3,82	1,75	6,21	2,85	0,50	5,92
33	48,76	1,9	3,74	5,62	3,20	9,52	5,42	1,32	7,84
37	63,53	1,79	4,98	7,49	4,58	13,18	8,07	2,08	10,09
41	74,20	1,71	6,25	9,44	5,78	17,16	10,51	2,59	12,90
45	80,92	1,66	6,94	10,66	6,73	19,64	12,39	3,01	14,19
49	83,81	1,63	7,59	11,62	7,14	21,70	13,33	3,11	15,96
50	83,92	1,62	7,60	11,64	7,20	21,61	13,37	3,16	15,84

V.8.2.1.2 Travée de rive

Tableau V.17 Les contraintes dans la travée de rive vide en phase de service

X(m)	M _{tot} (MN.m)	V' (m)	e (m)	V (m)	P/A (MN)	Pev/I (MPa)	Mv/I (MPa)	Pev'/I (MPa)	Mv'/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
25	-16,50	2,38	2,18	1,53	0,98	1,45	-0,85	2,25	-1,32	-1,32	4,55
29	0,43	2,23	2,03	1,37	1,54	2,29	0,03	3,73	0,04	-0,73	5,22
33	15,09	2,1	1,9	1,24	2,14	3,21	0,99	5,44	1,68	-0,09	5,90
37	25,78	1,99	1,79	1,13	2,77	4,16	1,86	7,32	3,28	0,47	6,81
41	32,38	1,91	1,71	1,05	3,41	5,15	2,52	9,36	4,59	0,78	8,18
45	35,04	1,86	1,66	1,01	3,47	5,33	2,91	9,82	5,36	1,05	7,93
49	33,83	1,83	1,63	0,98	2,92	4,47	2,88	8,34	5,38	1,33	5,89
51	31,77	1,82	1,62	0,98	2,92	4,48	2,73	8,31	5,06	1,17	6,17
55,5	23,28	1,82	1,62	0,98	1,75	2,69	2,00	4,99	3,71	1,07	3,03
60	9,41	1,82	1,62	0,98	0,58	0,90	0,81	1,66	1,50	0,50	0,75

V.8.2.2 Etat en charge

V.8.2.2.1 Travée intermédiaire

Tableau V.18 Les contraintes dans la travée intermédiaire chargée en phase de service

X(m)	M _{tot} (MN.m)	e (m)	P/A (MN)	Pev/I (MPa)	Mv/I (MPa)	Pev'/I (MPa)	Mv'/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
21	2,77	2,35	0,00	0,00	0,13	0,00	0,18	0,13	-0,18
25	49,72	2,18	0,98	1,45	2,56	2,25	3,98	2,09	-0,76
29	89,47	2,03	2,56	3,82	5,22	6,21	8,50	3,97	0,27
33	122,13	1,9	3,74	5,62	8,02	9,52	13,58	6,13	-0,32
37	147,88	1,79	4,98	7,49	10,67	13,18	18,79	8,16	-0,63
41	166,60	1,71	6,25	9,44	12,98	17,16	23,61	9,79	-0,19
45	178,45	1,66	6,94	10,66	14,83	19,64	27,32	11,11	-0,74
49	183,54	1,63	7,59	11,62	15,63	21,70	29,18	11,60	0,11
50	183,74	1,62	7,60	11,64	15,77	21,61	29,28	11,73	-0,07

V.8.2.2.2 Travée de rive

Tableau V.19 Les contraintes dans la travée de rive chargée en phase de service

X(m)	M _{tot} (MN.m)	V' (m)	e (m)	V (m)	P/A (MN)	Pev/I (MPa)	Mv/I (MPa)	Pev'/I (MPa)	Mv'/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
21	7,02	2,55	2,35	1,73	0,00	0,00	0,32	0,00	0,47	0,32	-0,47
25	37,96	2,38	2,18	1,53	0,98	1,45	1,95	2,25	3,04	1,49	0,19
29	61,69	2,23	2,03	1,37	1,54	2,29	3,60	3,73	5,86	2,85	-0,60
33	78,34	2,1	1,9	1,24	2,14	3,21	5,14	5,44	8,71	4,07	-1,13
37	88,08	1,99	1,79	1,13	2,77	4,16	6,36	7,32	11,19	4,96	-1,10
41	90,79	1,91	1,71	1,05	3,41	5,15	7,07	9,36	12,86	5,33	-0,09
45	86,63	1,86	1,66	1,01	3,47	5,33	7,20	9,82	13,26	5,34	0,03
49	75,70	1,83	1,63	0,98	2,92	4,47	6,45	8,34	12,04	4,90	-0,77
51	67,67	1,82	1,62	0,98	2,92	4,48	5,81	8,31	10,78	4,25	0,45
55,5	43,09	1,82	1,62	0,98	1,75	2,69	3,70	4,99	6,87	2,77	-0,13
60	9,41	1,82	1,62	0,98	0,58	0,90	0,81	1,66	1,50	0,50	0,75

V.8.3 Vérification pendant le bétonnage du clavage de la travée principale

Il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales à chaque extrémité des fléaux, ces forces représentent l'effet du poids de l'équipage

mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques.

Les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$M = M_G - \left(\frac{Q_{prc} + \gamma_b \times S_{vc} \times L_{vc} (L - L_{vc})}{4} \right) = -361.7 - \left(\frac{0.83 + 0.025 \times 11.015 \times 2 (100 - 2)}{4} \right) = -375.4 \text{ MN.m}$$

$$N_p = P_0 \cdot n = 13 \times 2 \times 3.22 = 83.72 \text{ MN}$$

$$M_p = 83.72 \times (2.7 - 0.39) = 193.39 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B} + \frac{(M + M_p) \times v}{I} = \frac{83.72}{11.015} + \frac{(-375.4 + 193.39) \times 2.7}{95.98} = 2.48 \text{ MPa} > -1.41 \quad \text{Vérfié}$$

V.9 Résistance à l'effort tranchant

La vérification de la résistance à l'effort tranchant des âmes est une étape importante puisque l'âme est la partie la plus sollicitée en effort tranchant, pour cela l'âme du caisson doit être dimensionnée pour résister aux efforts de cisaillement, et permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

V.9.1 L'effort tranchant dû à l'effort de la précontrainte

Pour l'effet de la précontrainte, deux effets sont à prendre en compte : l'effet isostatique et l'effet hyperstatique.

- **Effet isostatique**

Les actions s'exerçant sur celui-ci se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- ✓ Un effort tranchant positif.
- ✓ Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

$$V = P \cdot \sin \alpha$$

- **Effet hyperstatique :**

L'effort tranchant dû au moment hyperstatique du précontraint doit être ajouté si celui-ci existe, cet effort est égal à la dérivée de moment

$$V = \frac{dM}{dx}$$

V.9.2 L'effort tranchant dû à l'effort dû aux charges extérieures

Selon les combinaisons de l'état limite de service, on détermine les valeurs de l'effort tranchant dans la structure :

$$V_{\text{réduit}} = V_{\text{ext}} - P \sin \alpha$$

$P \sin \alpha = 0$ car les câbles sont rectiligne au voisinage de l'appui, donc :

$$V_{\text{réduit}} = V_{\text{ext}} = V_{\text{service}}$$

V.9.3 Calcul du cisaillement à l'état limite de service

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\text{max}} = \text{Min} (\tau_1, \tau_2)$$

Selon le **BPEL**, la formule de calcul de la contrainte de cisaillement est la suivante :

$$\tau_{\text{max}} = \frac{V_{\text{réduit}}}{Z \times b_n}$$

$$Z = (1 + \rho) \times \frac{h}{2} \quad \text{avec } \rho = \left(\frac{1}{B_{vv'}} \right)$$

$V_{\text{réduit}}$: Effort tranchant.

Z : Bras de levier.

$b_n = 2(a - 0.5\phi_g)$: Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine).

Les contraintes admissibles de cisaillement dans les âmes sont calculées par les formules suivantes :

$$\tau_1^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau_2^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

V.9.3.1 Travée intermédiaire

Tableau V.20 les contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire

ρ	Z (m)	V_r (MN)	b_n	σ_x	τ_{max}	τ_{1adm}	τ_{2adm}
0,63	4,88	25,63	1,1	4,86	4,78	2,94	4,26
0,63	4,88	22,61	1,1	4,86	4,22	2,94	4,26
0,62	4,64	20,20	1,1	4,25	3,96	2,85	4,24
0,62	4,22	17,92	1,1	4,11	3,86	2,83	4,23
0,62	3,82	15,80	1,1	3,94	3,76	2,80	4,22
0,62	3,48	13,70	1,1	3,70	3,58	2,76	4,20
0,62	3,17	11,67	1,1	3,42	3,34	2,72	4,18
0,61	2,90	9,68	1,1	3,07	3,03	2,66	4,15
0,60	2,67	7,79	1,1	2,67	2,65	2,59	4,10
0,60	2,50	5,93	1,1	2,21	2,16	2,51	4,04
0,59	2,36	4,04	1,1	1,70	1,56	2,42	3,97
0,58	2,26	2,28	1,1	1,16	0,92	2,32	3,87
0,58	2,22	0,45	1,1	0,58	0,18	2,21	3,75

V.9.3.2 Travée de rive

Tableau V.21 les contraintes de cisaillement dans la travée de rive

ρ	Z (m)	V_r (MN)	b_{nz}	σ_x	τ_{max}	τ_{1adm}	τ_{2adm}
0,63	4,88	19,40	1,1	4,86	3,62	2,94	4,26
0,63	4,88	17,02	1,1	4,86	3,17	2,94	4,26
0,62	4,64	15,09	1,1	4,25	2,96	2,85	4,24
0,62	4,22	13,31	1,1	4,11	2,87	2,83	4,23
0,62	3,82	11,68	1,1	3,94	2,78	2,80	4,22
0,62	3,48	10,06	1,1	3,70	2,63	2,76	4,20
0,62	3,17	8,53	1,1	3,42	2,44	2,72	4,18
0,61	2,90	7,03	1,1	3,07	2,20	2,66	4,15
0,60	2,67	5,63	1,1	2,67	1,91	2,59	4,10
0,60	2,50	4,26	1,1	2,21	1,55	2,51	4,04
0,59	2,36	2,86	1,1	1,70	1,10	2,42	3,97
0,58	2,26	1,59	1,1	1,16	0,64	2,32	3,87
0,58	2,22	0,25	1,1	0,58	0,10	2,21	3,75

V.9.4 Conclusion

La contrainte de cisaillement dans certaines sections de voussoir dépasse la contrainte admissible dans les âmes, pour cela on doit disposer des étriers actifs.



Chapitre VI
Etude transversale

VI.1 Introduction

L'étude transversale des voussoirs a pour but de déterminer le ferrailage passif dans l'hourdis supérieur, l'hourdis inférieur, l'âme de la section du voussoir sur pile, et clavage. Les éléments du voussoir doivent être ferrillés à :

- La flexion simple pour l'hourdis inférieur et supérieur ;
- La flexion composée pour les âmes.

A l'aide de logiciel ROBOT, un modèle en 3D de la section sur pile et de clavage ont été faite, ce modèle est conçu avec un ensemble de barre qui représente les éléments de voussoirs.

VI.2 Détermination des sollicitations et des sections d'armatures

Selon le guide SETRA [5], 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** en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

L'effet du gradient thermique n'est généralement pas nécessaire de le considérer dans le cas des ouvrages à deux âmes. (SETRA, 2003)[5]

Les différentes charges et surcharges sont disposées dans la section transversale comme c'est mentionné dans le **RCPR**.

VI.2.1 Voussoir sur pile

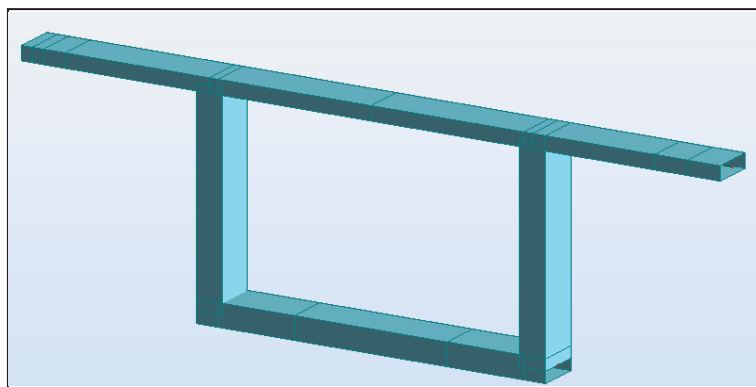


Figure VI.1 Vue en 3D du voussoir sur pile

Les moments maximaux et minimaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Les sollicitations dans les différents éléments du voussoir sur pile

Voussoir sur pile	Moment de l'hourdis supérieur		Moment de l'hourdis inférieur		Moment dans l'âme		
	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	N _{max} (KN)
G	17.42	-151.57	50.71	-53.88	54.69	-77.7	186.76
G+1.2 A(l)	41.22	-185.91	53.39	-70.44	63.13	-100.17	246.42
G +1.2B_c 1v	84.7	-177.23	30.68	-65.3	25.66	-16.39	301.83
G +1.2B_c 2v	135.22	-248.11	11.6	-92.94	96.54	-119.46	336.99
G +1.2B_c 3v	125.81	-328.69	50.15	-119.59	58.81	32.74	480.29
G +1.2B_t 1v	108.32	-210.63	24.29	-68.99	59.06	-39.37	339.02
G +1.2B_t 2v	173.45	-304.42	-1.04	-105.57	152.85	-175.73	385.53
G+ M_c120	200.81	-223.24	19.88	-84.69	71.67	-94.68	276.92
G+ D₂₄₀	148.39	-180.75	28.64	-75.92	29.18	-52.19	251.27

Les sections de ferrailage nécessaires pour reprendre les moments maximales sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Ferrailage théorique du voussoir sur pile

Sens	Elément		Section d'acier (cm ² /ml)
Transversalement	Hourdis supérieur	Nappe sup	48.36
		Nappe inf	29.3
	Hourdis inférieur	Nappe sup	11.04
		Nappe inf	8.5
	Ame	-	18.57

VI.2.2 Voussoir de clavage

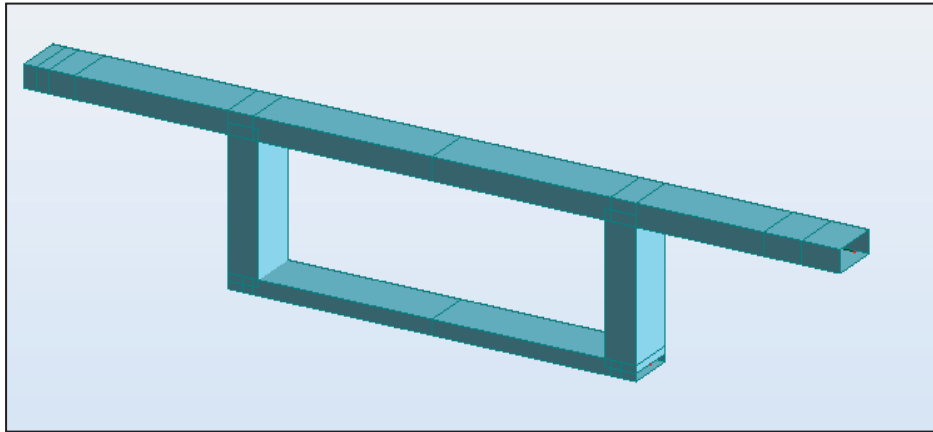


Figure VI.2 Vue en 3D du voussoir de clavage

Les moments maximaux et minimaux de la section de voussoir de clavage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Les sollicitations dans les différents éléments du voussoir de clavage

Voussoir de clavage	Moment de l'hourdis supérieur		Moment de l'hourdis inférieur		Moment dans l'âme		
	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)	N_{max} (KN)
G	22.61	-151.57	13.85	-30.43	66.72	-73.95	144.37
G+1.2 A(I)	45.08	-185.91	14.38	-35.08	81.77	-91.28	205.62
G +1.2B_{c 1v}	83.72	-181.65	24.94	-27.23	30.09	-12.86	258.39
G +1.2B_{c 2v}	130.43	-261.01	33.64	-32.94	109.44	-116.61	294.59
G +1.2B_{c 3v}	128.52	-328.69	51.01	-50.22	51.29	2.4	443.95
G +1.2B_{t 1v}	105.9	-215.28	33.34	-26.2	63.71	-38.58	295.23
G +1.2B_{t 2v}	165.71	-320.27	42.51	-33.75	168.7	-175.85	343.14
G+ M_{c120}	197.22	-234.72	22.38	-32.25	83.15	-90.38	234.53
G+ D₂₄₀	147.00	-190.02	17.77	-31.73	38.46	-45.69	208.88

Les sections de ferrailage nécessaires pour reprendre les moments maximaux dans la section de voussoir de clavage sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Ferrailage théorique du voussoir de clavage

Sens	Elément		Section d'acier (cm ² /ml)
	Hourdis supérieur	Nappe sup	
Transversement	Hourdis supérieur	Nappe inf	48.36
		Nappe sup	29.01
	Hourdis inférieur	Nappe sup	10.15
		Nappe inf	10.35
	Ame	-	15.64

Les sections d'armature calculée sont des sections théoriques, qui doivent satisfaire les valeurs de sections d'armatures minimales.

Pour les sections d'armatures longitudinales passives, on prend 0.45% ($10^{-4} f_c$) de la section de l'hourdis inférieur, supérieur et des âmes, comme section minimale longitudinale. (SETRA, 2003)[5]

- **Hourdis supérieur**

$$A_{smin} = \frac{0.45}{100} (0.375 \times 16) 10^4 = 270 \text{ cm}^2$$

- **Hourdis inférieur**

$$A_{smin} = \frac{0.45}{100} (0.6 \times 8) 10^4 = 216 \text{ cm}^2$$

Pour le voussoir sur pile

$$A_{smin} = \frac{0.45}{100} (0.25 \times 8) 10^4 = 90 \text{ cm}^2$$

Pour le voussoir de clavage

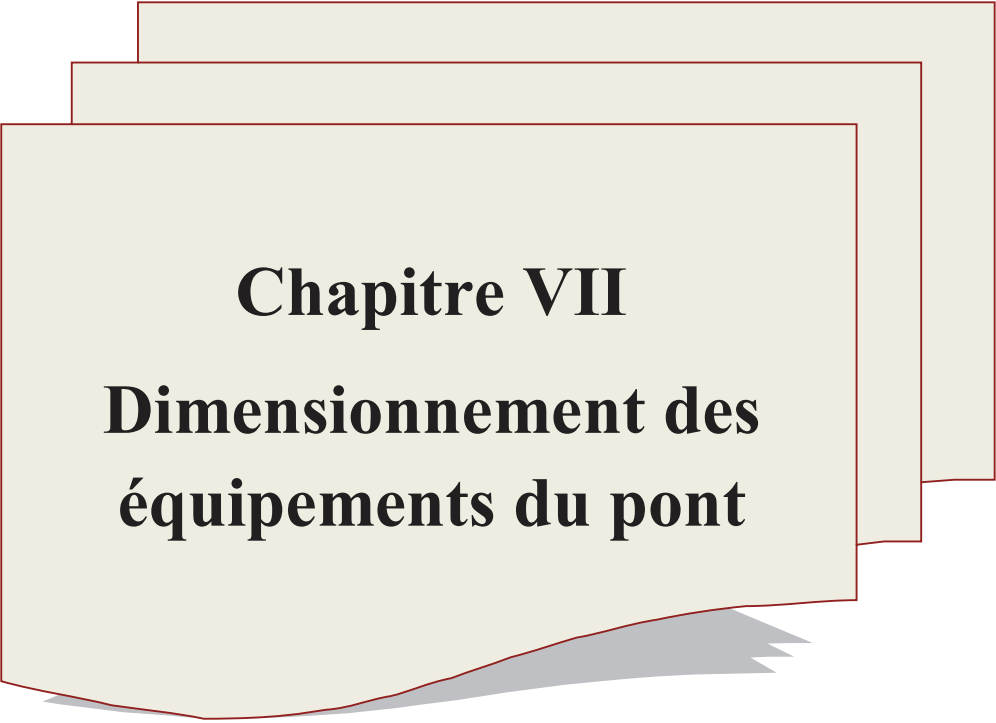
- **Ames**

$$A_{smin} = \frac{0.45}{100} (0.6 \times 5) 10^4 = 135 \text{ cm}^2$$

Pour le voussoir sur pile

$$A_{smin} = \frac{0.45}{100} (0.6 \times 2.2) 10^4 = 59.4 \text{ cm}^2$$

Pour le voussoir de clavage



Chapitre VII
Dimensionnement des
équipements du pont

VII. 1 Introduction

Le but des équipements des ponts est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis la sécurité et le confort des usagers, et de protéger la structure et ses abords.

A cause de vieillissement des joints de dilatation et les appareils d'appui, il est nécessaire d'adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Les équipements traités dans ce chapitre sont :

- Les appareils d'appui.
- Dé d'appui.
- Les joints de dilatation.

VII.2 Dimensionnement des équipements de pont

Les réactions d'appui calculée au niveau des piles et culée, et selon la combinaison précédentes sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 Les réactions aux appuis

Point de calcul	Culée	Pile
Combinaisons de charges	Les réactions d'appui (KN)	
G +1.2 (A(l) + ΔT)	8494.97	45041.81
G +1.2 (Bc + ΔT)	4570.65	38806.62
G + Mc120	3948.4	40591.11
G + D240	3947.13	39506.58

VII.3 Les appareils d'appui

Les appareils d'appui assurent la transmission des charges et efforts de la superstructure à l'infrastructure, selon leurs types, ils permettent d'empêcher les déplacements et les rotations dans une ou plusieurs directions. (SETRA, 2007)[6]

La contrainte de compression dans l'aire de l'appareil d'appui doit satisfaire la condition de non cheminement et la condition de non écrasement.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{a \times b} \geq 2 \text{MPa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a \times b} \leq 15 \text{MPa} \quad ; \quad N = \frac{R}{n}$$

R : La réaction de l'appui.

n : nombre d'appareil d'appui.

a, b : dimensions de l'appareil d'appui.

Pour la hauteur de l'élastomère, il faut respecter la condition de non flambement, la formule de calcul est la suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

VII.3.1 Appui sur pile

$$N = \frac{45.04181}{4} = 11.26 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{11.26}{a \times b} \leq 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad a \times b \geq 0.76 \text{ m}^2$$

Donc, on choisit **a = b = 950 mm**

$$\sigma_{min} = \frac{11.26}{0.9} = 12.48 \geq 2 \text{MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

$$\frac{0.95}{10} \leq T \leq \frac{0.95}{5} \quad \rightarrow \quad 0.095 \leq T \leq 0.19$$

On prend **T = 100 mm**

Donc l'appareil d'appui sera constitué de :

6 feuilles d'élastomères intermédiaires d'épaisseur **t_i = 10 mm**.

2 feuilles d'élastomères extérieures d'épaisseur $\frac{t_i}{2} = \mathbf{5 \text{ mm}}$.

7 frettes intermédiaires d'épaisseur **t_s = 4 mm**.

Notre appareil d'appui aura pour dimension :

$$a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2 e = 950 \times 950 ; 7 (10+4) ; 2(5)$$

VII.3.2 Appui sur culée

$$N = \frac{8.49497}{2} = 4.25 \text{ MN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{4.25}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad a \times b > 0.283$$

Donc, on choisit $a = b = 600 \text{ mm}$

$$\sigma_{min} = \frac{4.25}{0.36} = 11.81 \geq 2 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié}$$

$$\frac{0.6}{10} \leq T \leq \frac{0.6}{5} \quad \rightarrow \quad 0.06 \leq T \leq 0.12$$

On prend $T = 78 \text{ mm}$

L'appareil d'appui sera constitué de :

5 feuilles d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 10 \text{ mm}$.

2 feuilles d'élastomères extérieures d'épaisseur $\frac{t_i}{2} = 5 \text{ mm}$.

6 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

Notre appareil d'appui aura pour dimension :

$$a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2 e = 600 \times 600 ; 6 (10 + 3) ; 2 (5)$$

VII.3.3 Calcul des rigidités des appuis

$$R_i = \frac{1}{\sum_1^3 U_i}$$

U_1 : déplacement du a la distorsion de l'appareil d'appui.

U_2 : Déplacement du a la flexion.

U_3 : Déplacement du a la rotation des fondations.

$$U_1 = \frac{T}{a \times b \times n \times G}$$

$G = 0.9\text{MPa}$: Module de cisaillement.

n : nombre d'appareil d'appui.

$$U_2 = \frac{H^3}{3 \times m \times E \times I_p}$$

$$U_3 = \frac{2 \times H^2 \times L}{d^2 \times S \times E \times K}$$

E : Module de Young.

$m = 1$: nombre des futs.

H : Hauteur de la pile $H_1 = 20.45\text{m}$, $H_2 = 17.1\text{m}$

$d = 3.6\text{m}$: Entre axes des deux files de pieux.

$s = 1.14\text{m}^2$: Section des pieux avec $D = 1.2\text{m}$.

$$E_{\text{statique}} = \left(\frac{11000}{3}\right) \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 13041.94 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{statique}} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{dynamique}} = 3 E_{\text{statique}} = 39125.82 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{dynamique}} = 2 G_{\text{statique}} = 1.8 \text{ MPa}$$

Tableau VII.2 Calcul des déplacements et rigidités d'appui

	Déformation	C0	P1	P2	C1
Rigidité statique $G = 0.9\text{MPa}$	U_1	0,12	0,03	0,03	0,12
	U_2	0,00	0,0014	0,0008	0,00
	U_3	0,00	0,01	0,01	0,00
	R_i	8,31	24,44	26,52	8,31
Rigidité dynamique $G = 1.8\text{MPa}$	U_1	0,06	0,02	0,02	0,06
	U_2	0,00	0,00046	0,00027	0,00
	U_3	0,00	0,00292	0,00204	0,00
	R_i	16,62	53,29	56,50	16,62

VII.3.4 Evaluation des efforts horizontaux dynamique

L'effort dynamique est donné par la formule suivante :

$$H_{\text{dyn}} = \frac{f_i \times R_{i \text{ dyna}}}{\sum R_i}$$

f_i : Effort horizontal développé sur le tablier par la charge dynamique.

VII.3.4.1 Effort de freinage

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

$$f_{A(l)} = \frac{7.3 \times (14 \times 220)}{20 + 0.0035 \times (14 \times 220)} = 730.47 \text{ KN}$$

VII.3.4.2 Effort de système Bc

Un seul camion est supposé freiner :

$$f_{Bc} = 0.3 \text{ MN}$$

VII.3.4.3 Effet de séisme

$$f_{hs} = \epsilon_s G$$

G : Poids propre.

$\epsilon_s = 0.2$ en zone IIa : Accélération sismique.

$$f_{hs} = 0.2 \times 72.79 = 14.56 \text{ MN}$$

VII.3.4.4 Effet de vent

La direction d'influence du souffle de vent est normale à l'axe de la chaussée, il développe une pression $p_v = 2.10^{-3}$ sur toute la surface d'impact.

$$S = 4 \left(\int_0^l (h_p - 2(h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right) dx + 2) S_{vsp} + 2 S_{csc} + S_v \text{ clé}$$

$$S = 1046.67 \text{ m}^2$$

$$f_{vent} = 1046.67 \times 2.10^{-3} = 2.09 \text{ MN}$$

Tableau VII.3 Efforts horizontaux dynamique (A(l), Bc, Séisme, vent)

R_i	16,62	53,29	56,50	16,62
$R_i / \sum R_i$	0,12	0,37	0,40	0,12
$H_{A(l)}$	0,08	0,27	0,29	0,08
H_{Bc}	0,03	0,11	0,12	0,03
$H_{séisme}$	1,75	5,39	5,82	1,75
H_{vent}	0,24	0,78	0,83	0,24

VII.3.4.5 Effet de la température

$$f_{hT} = \varepsilon_t X_i R_i$$

$\varepsilon_t = 2.10^{-4}$: long durée.

$\varepsilon_t = 3.10^{-4}$: courte durée.

VII.3.4.6 Effet de fluage

$$F_{\text{fluage}} = \varepsilon_{\text{flu}} X_i R_i$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = 3.10^{-4}$$

VII.3.4.7 Effet de retrait

$$F_{\text{retrait}} = \varepsilon_{\text{ret}} X_i R_i$$

$$\varepsilon_{\text{ret}} = 2.10^{-4}$$

Le tableau suivant récapitule les efforts horizontaux :

Tableau VII.4 Efforts horizontaux dynamique (Température, fluage, retrait)

X_i	-110,00	-48,00	48,00	110,00
R_i	16,62	53,29	56,50	16,62
H_{LT}	-0,37	-0,51	0,54	0,37
H_{CT}	-0,55	-0,77	0,81	0,55
H_{Flu}	-0,55	-0,77	0,81	0,55
H_{ret}	-0,37	-0,51	0,54	0,37

VII.3.5 Calcul des contraintes dues aux efforts normale et horizontale

VII.3.5.1 Contraintes de compression due à l'effort normale

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{1.5 \times \sigma_{\max}}{\beta} < \tau_N$$

τ_{\max} : Contrainte de cisaillement dans l'appareil d'appui.

τ_N : Contrainte de cisaillement admissible.

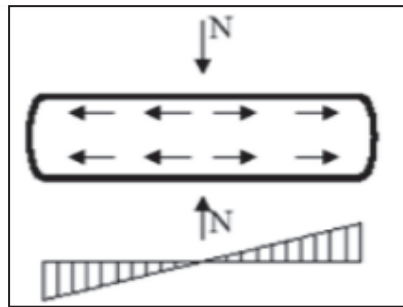


Figure VII.1 Contrainte de compression dans l'appareil d'appui

- Pile

$$\tau_{\max} = \frac{1.5 \times 12.48}{23.75} < 3 \times 0.9$$

$$0.79 < 2.7 \quad \text{Vérifié}$$

- Culée

$$\tau_{\max} = \frac{1.5 \times 11.81}{15} < 3 \times 0.9$$

$$1.18 < 2.7 \quad \text{Vérifié}$$

VII.3.5.2 Contraintes de compression due à l'effort horizontale

- Effort statique

$$\tau_{H1} = \frac{G_{\text{stat}} \times U_1}{T}$$

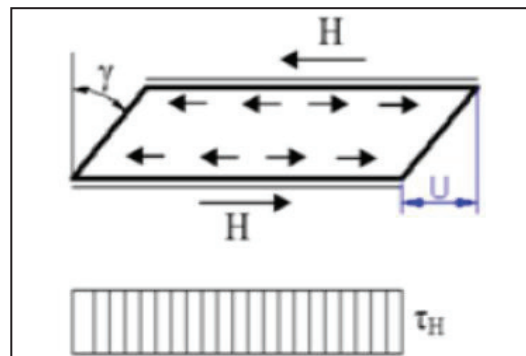


Figure VII.2 Contrainte de cisaillement dans l'appareil d'appui

- Pile

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 0.03}{0.1} = 0.27 \text{ MPa}$$

- Culée

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 0.12}{0.078} = 1.38 \text{ MPa}$$

➤ Effort dynamique

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 \times H_2}{a \times b \times n}$$

H_2 : max ($H_{A(L)}$, H_{Bc} , $H_{s\acute{e}isme}$, H_{vent}).

n : nombre d'appareil d'appui.

- Pile

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 \times 5.82}{0.95 \times 0.95 \times 4} = 0.806 \text{ MPa}$$

- Culée

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 \times 1.75}{0.6 \times 0.6 \times 2} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Hp} = 0.806 + 0.27 = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Hc} = 1.22 + 1.38 = 2.6 \text{ MPa}$$

VII.3.5.3 Contraintes de rotation de feuillet par rapport à l'autre

$$\tau_{\alpha} = \frac{\tau_0 \times \tau_T}{n}$$

n : Nombre de feuillets.

$$\tau_T = 0.005 \text{ rad}$$

$\tau_0 = 0.003 \text{ rad}$: Rotation dû à l'imperfection de pose.

- Pile

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.003 \times 0.005}{7} = 1.14 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

- Culée

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.003 \times 0.005}{6} = 1.33 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

On vérifie que

$$\tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H < 5G_{stat}$$

- Pile

$$1.14 \times 10^{-3} + 0.806 + 0.27 + 0.79 < 4.5$$

$$1.87 < 4.5 \quad \text{Vérifier}$$

- Culée

$$1.33 \times 10^{-3} + 1.22 + 1.38 + 1.18$$

$$3.78 < 4.5 \quad \text{Vérfié}$$

VII.3.6 Sécurité au flambement

La condition à respecter est $\gamma_s P_u \leq P_c$ Avec $P_c = \frac{4GB\beta^2 d}{h}$

P_u : Charges verticales à l'ELU.

$\gamma_s = 3$: coefficient de sécurité.

G : Module de cisaillement.

B : aire nominale en plan de l'appui.

S : facteur de forme.

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère.

- Pile

$$\beta_p = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{0.95 \times 0.95}{2 \times 0.01(0.95+0.95)} = 23.75 \quad ; \quad d_p = 10 + 4 = 14 \text{ mm}$$

$$P_u = 1.35 \times 37753.56 + 1.6 \times 6563.78 = 61.47 \text{ MN}$$

$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times (0.95 \times 0.95) (23.75)^2 \times 0.014}{0.1} = 256.57 \text{ MN}$$

$$184.41 < 256.57 \quad \text{Vérfié}$$

- Culée

$$\beta_c = \frac{0.6 \times 0.6}{2 \times 0.01(0.6+0.6)} = 15.00 \quad ; \quad d_c = 10 + 3 = 13 \text{ mm}$$

$$P_u = 1.35 \times 4500.15 + 1.6 \times 2838.78 = 10.62 \text{ MN.m}$$

$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times (0.6 \times 0.6) (15)^2 \times 0.013}{0.078} = 48.6 \text{ MN}$$

$$31.86 < 48.6 \quad \text{Vérfié}$$

VII.3.7 Limitation de la distorsion δ

La distorsion d'un appareil d'appui en élastomère fretté est due au cisaillement, ce qui va créer des déformations au niveau de l'appareil d'appui avec un angle de distorsion.

$$P = \frac{P_u}{P_c}$$

$$\text{Pour } p < 0.25 \quad \delta < \delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c}; \text{ avec } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

$$\text{Pour } P \geq 0.25 \quad \delta \leq 1.4 (1-2p)$$

c : petit côté pour un appui rectangulaire, et le diamètre pour un appui circulaire.

h_c : épaisseur totale élastomère.

- Pile

$$p = \frac{61.47}{256.57} = 0.24$$

$$\delta_0 = \frac{950}{100} = 9.5 \text{ on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_c = 0.7 + 4 (2 - 0.7)(0.25 - 0.24) = 0.752$$

$$0.03 < 0.752 \quad \text{Vérfié}$$

- Culée

$$p = \frac{10.62}{48.6} = 0.22$$

$$\delta_0 = \frac{600}{78} = 7.69 \text{ on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_c = 0.7 + 4 (2 - 0.7)(0.25 - 0.22) = 0.856$$

$$0.12 < 0.856 \quad \text{Vérfié}$$

VII.3.8 Condition de non glissement

Les forces horizontales doivent respecter la condition suivante :

$$H < f \times N_{\max} \quad ; \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_{\max}} \right)$$

H : Efforts horizontales.

f : coefficient de frottement.

N_{\max} : Effort de compression vertical.

- Pile

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{12.48}\right) = 0.148$$

$$f \times N_{\max} = 11.26 \times 0.148 = 1.67 \text{ MPa}$$

$$1.08 (0.95 \times 0.95) < 1.67$$

$$0.97 < 1.67 \quad \text{Vérifié}$$

- Culée

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{11.81}\right) = 0.151$$

$$f \times N_{\max} = 4.25 \times 0.151 = 0.642 \text{ MPa}$$

$$0.42 < 0.642 \quad \text{Vérifié}$$

VII.3.9 Condition de non soulèvement sur les bords

Le non soulèvement des bords des ponts est assuré par la condition suivante :

$$\alpha_T < \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{a}\right)^2 \left(\frac{\sigma_{\min}}{G_{\text{stat}}}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a.b}$$

N_{\min} : Effort verticale sous poids propre.

- Pile

$$\sigma_{\min} = \frac{9.44}{0.95 \times 0.95} = 10.46$$

$$0.005 \text{ rad} < \frac{3}{23.75} \left(\frac{0.1}{0.95}\right)^2 \left(\frac{10.46}{0.9}\right) = 0.016 \quad \text{Vérifié}$$

- Culée

$$\sigma_{\min} = \frac{2.25}{0.6 \times 0.6} = 6.25 \text{ MPa}$$

$$0.005 \text{ rad} < \frac{3}{15} \left(\frac{0.078}{0.6}\right)^2 \left(\frac{6.25}{0.9}\right) = 0.024 \quad \text{Vérifié}$$

VII.4 Etude du dé d'appui

Le rôle principal des dés d'appui est la diffusion des charges qui proviennent de l'appareil d'appui, la figure suivante montre les différentes dimensions de dé d'appui.

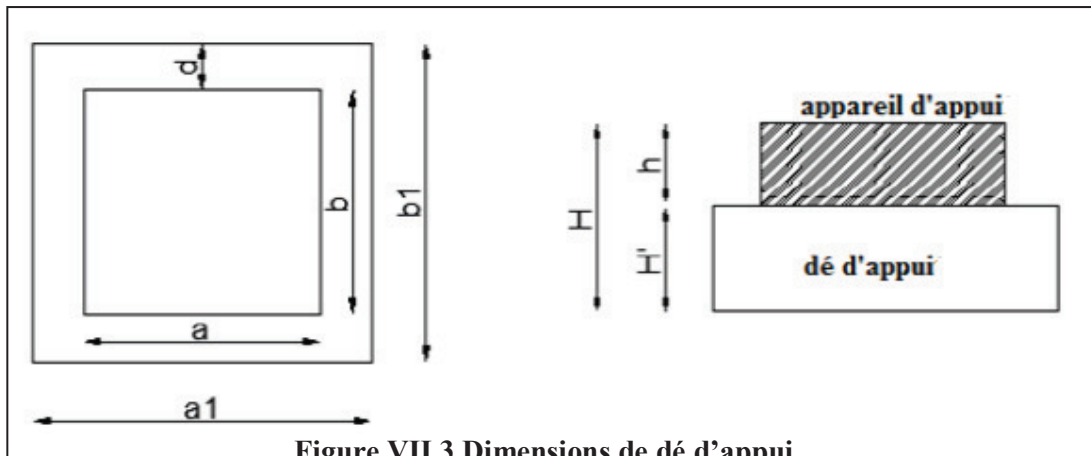


Figure VII.3 Dimensions de dé d'appui

VII.4.1 Dimensionnement du dé d'appui

Pour $d = 100\text{mm}$

$$a_1 = 950 + 200 = \mathbf{1150\text{ mm}}$$

$$b_1 = 950 + 200 = \mathbf{1150\text{ mm}}$$

$$H > \frac{2(ab)}{2(a+b)} = \frac{2(0.95 \times 0.95)}{2(0.95 + 0.95)} = 0.475\text{m}$$

On prend $H = \mathbf{500\text{ mm}}$

VII.4.2 Ferrailage du dé d'appui

Pour le ferrailage, on utilise l'acier avec une limite d'élasticité de 500 MPa, donc :

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78\text{ MPa}$$

La formule de calcul de la section d'acier est la suivante : $A_s = \frac{R}{\sigma_s}$

VII.4.2.1 Armatures de chaînage

Les armatures de dé d'appui sont sollicité par un effort qui égale à :

$$R_{pmax} = 11.26 \text{ MN}$$

Les armatures de chaînage doivent reprendre **25 %** de l'effort maximale au niveau de dé d'appui R_{pmax} .

$$R = 0,25 \times 11.26 = 2.815 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2.815 \times 10^4}{434.78} = \mathbf{64.75 \text{ cm}^2}$$

VII.4.2.2 Armatures de profondeur

Les armatures de profondeur sont disposées pour limiter une éventuelle propagation des fissures.

Les armatures doivent reprendre l'effort maximum du tablier à **12.5 %** de R_{pmax} , avec

$$R_{pmax} = 11.26 \text{ MN}$$

$$R = 0,125 \times 11.26 = 1.41 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1.41 \times 10^4}{434.78} = \mathbf{32.43 \text{ cm}^2}$$

VII.4.2.3 Armatures de surface

Les armatures de surface sont disposées à la surface de dé d'appui, elles doivent reprendre **4%** de R_{pmax} .

$$R = 0,04 \times 11.26 = 0.45 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.45 \times 10^4}{434.78} = \mathbf{10.35 \text{ cm}^2}$$

VII.4.2.4 Armatures d'éclatement

Les armatures d'éclatement sont des armatures disposées dans le dé d'appui, pour reprendre **10%** R_{pmax} .

$$R = 0,1 \times 11.26 = 1.126 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1.126 \times 10^4}{434.78} = \mathbf{25.90 \text{ cm}^2}$$

VII.5 joints de chaussée

Le soufflé d'un joint est le déplacement entre les extrémités de la structure, les joints de chaussée ont le rôle de remplir les vides créé par ses déplacements, toute en assurant le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour le calcul de soufflé, le paramètre le plus important dans le dimensionnement des joints de chaussée est le déplacement horizontal du tablier, ainsi que les paramètres suivants :

- la dilatation thermique.
- freinage : sous charges.
- rotation : charges, fluage, gradient thermique.

VII.5.1 La température

Pour l'évaluation de la variation de la longueur sous l'effet de la température, on utilise la formule donné dans le Guide SETRA (Joints de chaussée des ponts-routes)[7].

$$\Delta L = l \times \lambda \times \Delta T$$

ΔL : Variation de longueur.

ΔT : Variation de la température.

λ : Coefficient de dilatation.

l : La longueur dilatable.

On prend une température maximale de 39°C, **Tmax = 39°C**

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = 39 + 2 = 41^\circ\text{C}$$

$$T_0 = 10^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = (T_{e,max} - T_0) = 41 - 10 = 31^\circ\text{C}$$

La température de pose du joint non connue et joint pas forcément réglable, on prend

$$S = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} + S = 31 + 15 = 46^\circ\text{C}$$

$$\Delta L = 50 \times 4.6 \times 10^{-4} = 0.023 \text{ m}$$

VII.5.2 Les déformations différées du béton

Les déformations différées du béton dépendent de la composition du béton, volume de la pièce et le pourcentage d'humidité.

- Déformation dû au retrait du béton

$$\Delta L = 50 \times 2 \times 10^{-4} = 0.015 \text{ m}$$

- Déformation dû au fluage du béton

$$\Delta L = 50 \times 3 \times 10^{-4} = 0.015 \text{ m}$$

La déformation totale due à la température, retrait, fluage égale a :

$$\Delta H = \Delta H_r + \Delta H_{\text{flu}} + \Delta H_T$$

$$\Delta H = 0.023 + 0.015 + 0.01 = 0.048 \text{ m}$$

VII.5.3 Les déformations dues à la force de freinage

Selon le **guide Appareils d'appui en élastomère fretté**, la déformation due au forces de freinage :

$$V_x = \frac{F \times T_q}{G \times a \times b}$$

F : force de freinage par appui.

T_q : Epaisseur de feuille d'élastomère fois le nombre de feuille.

$$V_x = \frac{\frac{0.73047 + 4.37}{4} \times 6 \times 10}{1.8 \times 0.6 \times 0.6} = 11.8 \text{ cm}$$

Donc déplacement totale égale a :

$$\Delta H_{\text{max}} = 6 + 11.8 + 4.8$$

$$\Delta H_{\text{max}} = 22.6 \text{ cm}$$



Chapitre VIII
Etude de la pile

VIII.1 Introduction

Les piles de pont sont des appuis intermédiaires, qui supportent le poids propre et les surcharges appliqués sur la structure.

Le choix de type et de la forme des piles dépend de plusieurs critères :

- du mode de construction du tablier.
- du type et du mode d'exécution des fondations.
- certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Le tablier peut être soit simplement appuyé sur les piles, partiellement ou totalement encastré, donc le rôle joué par les piles est plus au moins important dans le fonctionnement mécanique.

On peut distinguer deux types de piles, les piles de type caisson et les piles de type poteau.

VIII.2. Section transversale des piles

Après la détermination de la portée principale et les travées de rive, et d'après le profil en long, on a deux piles de hauteur 20.45m et 17.1m.

La largeur de l'hourdis inférieur du voussoir est de 8m, donc la pile aura une largeur de même longueur. Comme le voussoir sur pile a une longueur de 10m, on prend 5 mètre de longueur de pile.

La section transversale de pile est creuse jusqu'à un mètre de la fin de la hauteur de pile ou la section devienne pleine.

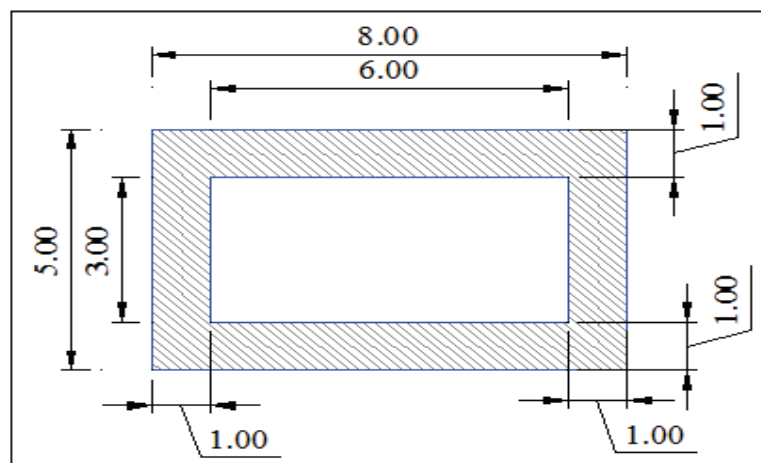


Figure VIII.1 section transversale de la partie creuse de la pile

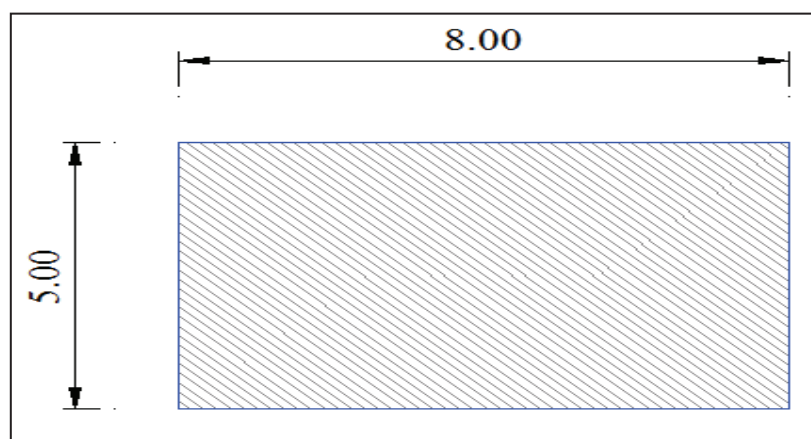


Figure VIII.2 section transversale de la partie pleine de la pile

VIII.3 Vérification de la stabilité aux flambements

Les caractéristiques des piles sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 Caractéristiques des piles

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	PK : 53 + 275	PK : 53 + 375
Hauteur pile (m)	20.45	17.1
Section (m ²)	22	22
Inertie (m ⁴)	$I_x = 69.83 ; I_y = 159.33$	$I_x = 69.83 ; I_y = 159.33$

La formule de calcul de rayon de giration dans les deux sens (x, y) est la suivante :

$$i_{x,y} = \sqrt{\frac{I_{x,y}}{S}}$$

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section, selon la direction x ou y.

S : Aire de la section droite.

Par la suite, Le calcul de l'élanement de la pile dans les deux directions par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 2l_0$: longueur de flambement, en fonction de la longueur libre l_0 .

- Dans le sens longitudinal

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} = \sqrt{\frac{159.33}{22}} = 2.69\text{m} \rightarrow \lambda = \frac{2 \times 20.45}{2.69} = 15.2$$

- Dans le sens transversal

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} = \sqrt{\frac{69.83}{22}} = 1.78\text{m} \rightarrow \lambda = \frac{2 \times 20.45}{1.78} = 22.98$$

L'élanement dans les deux sens est inférieur à 70, donc il n'est pas nécessaire de tenir en compte des phénomènes de 2^{ème} ordre liés aux grandes déformations de la pièce.

VIII.4 Déterminations des sollicitations

La pile est sollicitée en flexion composée (effort normale et flexion de la section), par toutes les charges et les surcharges appliqués sur le tablier. Dans le tableau suivant est mentionné toutes les types de chargement, avec leurs valeurs :

Tableau VIII.2 Efforts appliqué sur la pile

Type de sollicitation	Effort (KN)
Poids propre G	37753.56
Surcharge A(I)	6563.78
Surcharge B _c	1367.79
Surcharge Mc120	2837.55
Surcharge D240	1753.02
Surcharge ΔT	490.24

VIII.5 Etude sismique

La structure est conçue pour rester soit :

- **Elastique** : pour garantir de ne pas avoir des déformations importantes, et présente l'avantage de la sûreté, les efforts sont évalués par un calcul dynamique basé sur la théorie de l'élasticité linéaire à partir d'un séisme défini par un spectre de réponse élastique.
- **Elasto-plastique** : les possibilités de déformation, et des désordres plus ou moins importants sont inévitables.

Selon **RPOA 2008**, Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Pont de 2^{ème} classe.
- Selon le rapport géotechnique, on a un terrain limon argileux sableux ferme avec quelque grave, donc le sol est de catégorie S2.
- Zone sismique **IIa**, avec une accélération $A = 0,20$.

Plusieurs méthodes d'analyse sismique existent, le choix de la méthode dépend de la vérification des conditions d'application de la méthode, ces méthodes sont :

- Méthode spectrale monomodale.
- Méthode de spectre de réponse.

VIII.5.1 Conditions d'application de la méthode monomodale

Pour que la méthode monomodale soit applicable, les conditions suivantes doivent être vérifiées.

1. L'angle de bais doit être supérieur à 70 grades. **(Vérifié)**
2. La courbure doit être inférieure à 30 grades. **(Vérifié)**
3. La masse de la pile doit être inférieure à 43% de la masse de tablier.

$$M_p = \rho \times S \times (H_1 + H_2)$$

H_1, H_2 : La hauteur des deux piles.

S : Surface de section de pile.

ρ : Masse volumique du béton.

$$M_p = 25 \times 22 (20.45 + 17.1) = 20652.5 \text{ KN}$$

La masse du tablier est 72796.64 KN donc :

$$43\% \times M_T = 0.43 \times 72796.64 = 31302.56 \text{ KN}$$

$$20652.5 < 31302.56 \quad \text{vérifié}$$

4. la symétrie de pont, L'excentricité e_0 doit être inférieure à 0.05L.

e_0 : Distance entre le centre de la masse e_m et le centre d'inertie e_k .

$$e_m = \frac{220}{2} = 110 \text{ m}$$

$$0.05L = 0.05 \times 220 = 11 \text{ m}$$

La formule de calcul de centre d'inertie est la suivante :

$$e_k = \frac{\sum X_i K_{pi}}{\sum K_{pi}}$$

X_i : la distance entre point de calcul et l'origine de repère.

K_{pi} : Rigidité de l'appui.

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{aa}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

K_{aa} : Rigidité de l'appareil d'appui.

K_{pile} : Rigidité de la pile.

$$K_{aa} = n \times G \times \frac{a \times b}{e} \quad \text{et} \quad K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

n : nombre d'appareil d'appui.

G : module de cisaillement.

a, b, e : dimension de l'appareil d'appui.

E : module de young.

I : moment d'inertie de la section.

h : hauteur de la pile.

Le tableau suivant résume les calculs de rigidité des piles

Tableau VIII.3 Rigidité des appuis des piles

Pile	I (m ⁴)	F _{c28} (MPa)	E (MPa)	k _{pile} (MN/m)	k _{aa} (MN/m)	k _{appui} (MN/m)
P1	69,83	35	35981,73	881,38	64,98	60,518
P2	69,83	35	35981,73	1507,50	64,98	62,295

Le tableau suivant résume les calculs de rigidité des culées

Tableau VIII.4 Rigidité des appuis des culées

Culée	$K_{culée}$ (MN/m)	K_{aa} (MN/m)	K_{appui} (MN/m)
C0	Infiniment rigide	16,62	16,62
C1	Infiniment rigide	16,62	16,62

$$e_k = \frac{0 \times 16.62 + 60 \times 60.518 + 160 \times 62.295 + 220 \times 16.62}{156.053} = 110.57 \text{ m}$$

$$| 110.57 - 110 | < 11 \text{m} \quad \text{Vérfifié}$$

Toutes les conditions sont satisfaisantes, donc la méthode spectrale monomodale peut être appliquée.

VIII.5.2 Spectre de réponse élastique

Les caractéristiques des tremblements de terre sont représentées dans le spectre de réponse, ce dernier est un graphe de la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de sa fréquence naturelle ou sa période naturelle, obtenu par des mouvements appliqué à la base d'un oscillateur à un degré de liberté, avec un taux d'amortissement donné.

Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontale est donné par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T < T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T < T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T < 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: Accélération de la pesanteur.

$\xi = 5\%$: Taux d'amortissement.

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.40$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$S = 1.1$: Coefficient du site.

$A = 0.2$: Accélération sismique.

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1$

- calcul la période fondamentale de la structure

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

M : Masse du tablier.

K : Rigidité du système.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{72.8}{156.053}} = 4.29 \text{ s} \quad \rightarrow T > 3,0\text{s}$$

Donc la formule de l'accélération spectrale de calcul qui correspond à la période **T** trouvé est :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \left(\frac{3 \times 0.4}{4.29^2} \right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 0.141 \text{ m/s}^2$$

- L'effort dans la direction x

$$F_{T,x} = M_T \times S_{ae}(T, \xi)$$

$$F_{T,x} = 72796.64 \times 0.141 = 10264.33 \text{ KN}$$

- Calcul de la force répartie sur chaque appui

$$F_i = \left(\frac{K_{pi}}{\sum K_{pi}} \right) F_{T,x}$$

Tableau VIII.5 Les forces répartir pour chaque pile

Piles	K_{pi} (MN/m)	F_i (KN)
P1	60.518	3980.55
P2	62.295	4097.43

- Calcul du déplacement Maximale du tablier

$$d_{\max} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_{ae}(T, \xi)$$

$$d_{\max} = \left(\frac{4.29}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 0.141$$

$d_{\max} = 6.58 \text{ cm}$

VIII.6 Ferrailage des piles

La section transversale de la pile est sollicitée avec un effort normal et un moment fléchissant, donc le calcul des armatures se fera à la flexion composée, et cela en utilisant l'abaque de **RENE WALTHER** pour le dimensionnement des sections creuse en béton armée. (**B.HOURIET, 1984**)[8]

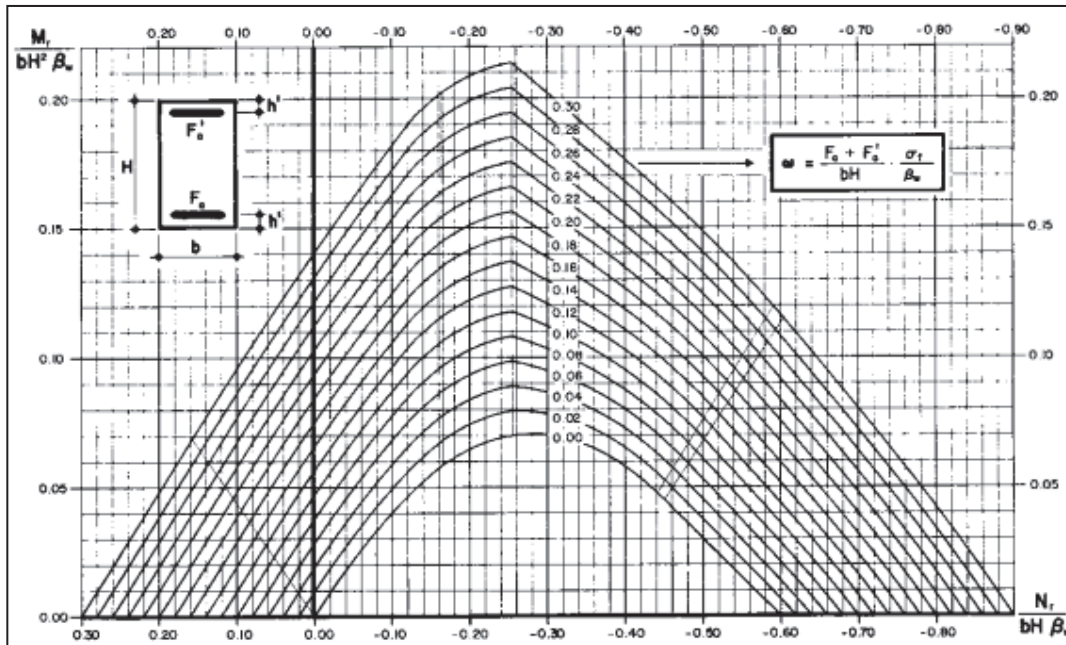


Figure VIII.3 Abaque de RENE WALTHER

La combinaison d'action pour la vérification des structures est :

$$G + P + E + 0,4\Delta T + D + \Psi Q$$

G : Valeur nominale des charges permanentes.

P : Forces de précontraintes éventuelle.

E : Action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

ΔT : Variation de température.

D : Les déformations différés des matériaux (retrait et fluage du béton).

Q : Actions variables des charges d'exploitation.

$\Psi = 0.2$: coefficient de combinaison.

Les formules suivantes nous permettent d'avoir les deux paramètres, pour avoir le degré mécanique d'armature à partir de l'abaque de **RENE WALTHER**.

$$n = \frac{N_{\max}}{b \times H \times \beta_w}$$

$$n = \frac{49}{8 \times 5 \times 35} = 0.035$$

$$m = \frac{M_{\max}}{b \times H^2 \times \beta_w}$$

$$m = \frac{89.32}{5 \times 8^2 \times 35} = 0.008$$

La formule de degré mécanique d'armature est la suivante :

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w}$$

ω : Degré mécanique d'armature.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale.

H : Longueur de la pile dans le sens transversale.

β_w : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Après d'avoir calculé n et m , on aura de l'abaque de **RENE WALTHER**, $\omega = 0.06$

$$F_a = \frac{0.06 \times 5 \times 8 \times 35}{460} = 1826.09 \text{ cm}^2$$

VIII.6.1 Armatures longitudinales

Ils sont orientés dans le sens longitudinal de la pile, et généralement parallèle au bord libre. Une section d'armature minimale doit être respectée, pour assurer le bon fonctionnement mécanique, cette section est calculée par la formule suivante :

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times S_x \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times 22 \times \frac{(0.6 + 0.06 \times 35)}{500}$$

$$A_{s\min} \geq 273.24 \text{ cm}^2$$

- **Panneau de côté H**

La section d'armature dans le côté H pour une couche est de 25% de F_a :

$$0.25 F_a = 456.52 \text{ cm}^2$$

- **Panneau de côté b**

La section d'armature dans le côté b pour une couche est de 20% de F_a ,

$$0.2 F_a = 365.22 \text{ cm}^2$$

VIII.6.2 Armatures transversales

Les armatures transversales sont orientées dans le sens transversal de l'ouvrage, et ils sont parallèles aux lignes d'appuis.

$$A_{st} \geq \frac{A_{sl}}{3}$$

$$A_{st} \geq \frac{57.065}{3} = 19.02 \text{ cm}^2$$

Une section minimale doit être vérifiée, pour permettre l'attachement des barres longitudinales.

$$A_t \geq \frac{A_{sl} \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{s_t}{100}$$

$$A_t \geq 3.57 \text{ cm}^2$$



Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude effectué au sein de la société algérienne d'étude des infrastructures (SAETI), département ouvrage d'art, sous le thème « Etude d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif sur la liaison autoroutière KHEMIS MILIANA-TISSEMSILT-TIARET sur 160Km » m'a permis de mettre en application et d'approfondir mes connaissances acquises pendant notre formation d'ingénieur en travaux publics au niveau de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Ce travail m'a aidé à visualiser les différentes problématiques et étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art tout en respectant les normes et les réglementations pour assurer la sécurité et le bon fonctionnement de l'ouvrage à long terme.

Ce travail m'a permis aussi de maîtriser les techniques de modélisation, de se familiariser et de bien maîtriser les logiciels de calcul, modélisation etc. (AUTOCAD, AUTODESK ROBOT), quelques outils informatiques de base comme Excel ont été utilisés pour travailler plus rapidement vu la quantité des calculs.

Cette étude m'a donné l'opportunité de renforcer mes capacités en calcul de structure, d'enrichir mes connaissances en matière d'étude de ponts et avoir une petite expérience qui va m'aider dans l'avenir en milieu professionnel.



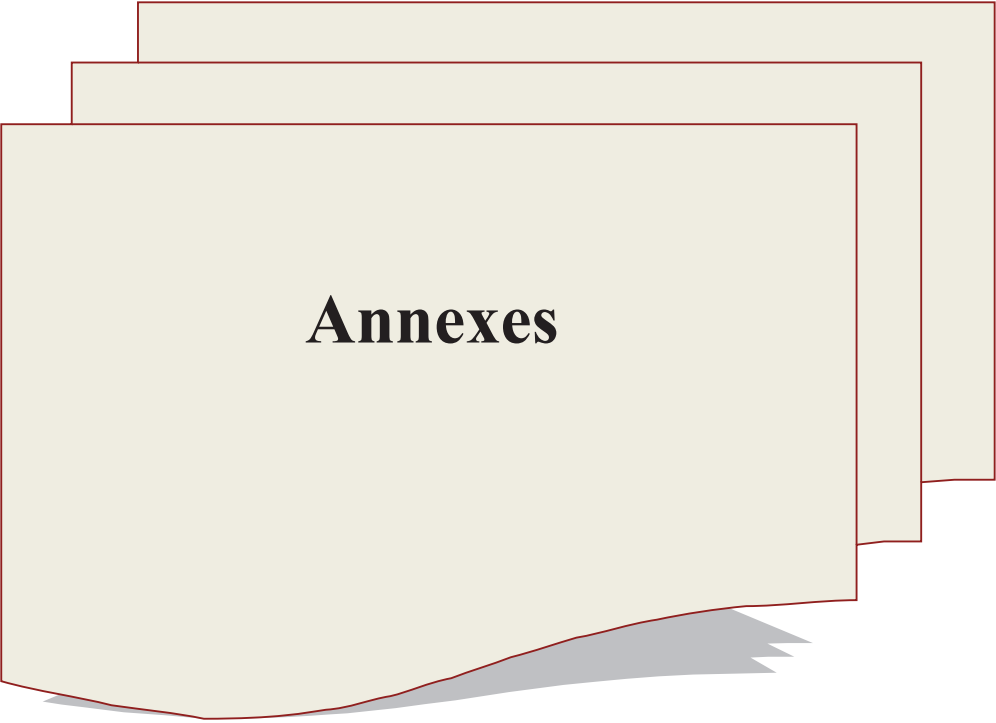
Bibliographie

Bibliographie

- [1] AMIEUR Mohamed., 2017, Cours béton précontraint. Ecole nationale supérieure des travaux publics, Alger.
- [2] AZIL Mahdi & HEBBACHI Salaheddine., 2018, Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif sur la liaison autoroutière SETIF-BARIKA, thèses d'ingénieur sous encadrement de Dr TAKI, Ecole nationale supérieure des travaux publics.
- [3] BENREDOUANE Mustapha., 2017, Cours béton armée. Ecole nationale supérieure des travaux publics, Alger.
- [4] BERNARD Anne – GELY & Jean Armand- CALGAO., 1994. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, Editions de l'association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [5] Guide de conception SETRA., juin 2003, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer.
- [6] Guide de conception SETRA., juillet 2007, Appareils d'appui en élastomère fretté, ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer.
- [7] Guide de conception SETRA., Décembre 2013, Joints de chaussée des ponts-routes , ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer.
- [8] HOURIET Bernard & WALTHER, René., décembre 1984, Dimensionnement pratique des pièces comprimées élancées en béton armé.
- [9] KHAL Nassima., 2016, Utilisation des méthodes non destructives pour la caractérisation des bétons dans un environnement agressif, thèses du doctorat, directeur de thèse, Mr MEHADDENE Rachid, Université mouloud mammeri, TIZI-OUZOU.
- [10] MATHIVAT Jacques., 1979. Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint, Editions EYROLLES.
- [11] PETEL Aude, LACOSTE Giles, LACOMBE Jean Michel ., Aout 2012. Projet de pont, partie 1/3, Etude préliminaire. Ecole spéciale des travaux publics.
- [12] PETEL Aude, LACOSTE Giles, LACOMBE Jean Michel., Aout 2012. Projet de pont, partie 2/3, POA Pont en encorbellement. Ecole spéciale des travaux publics.

Bibliographie

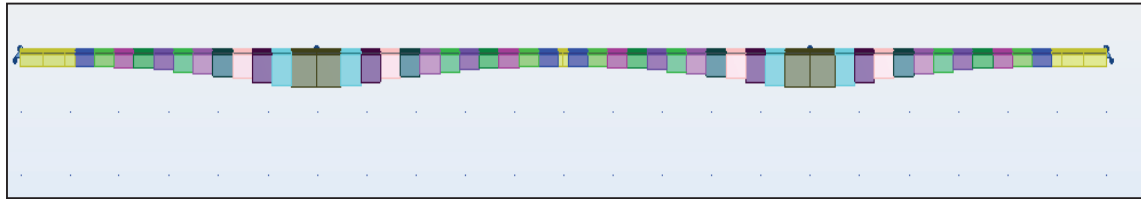
[13] THONIER Henry., 1985, Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris.



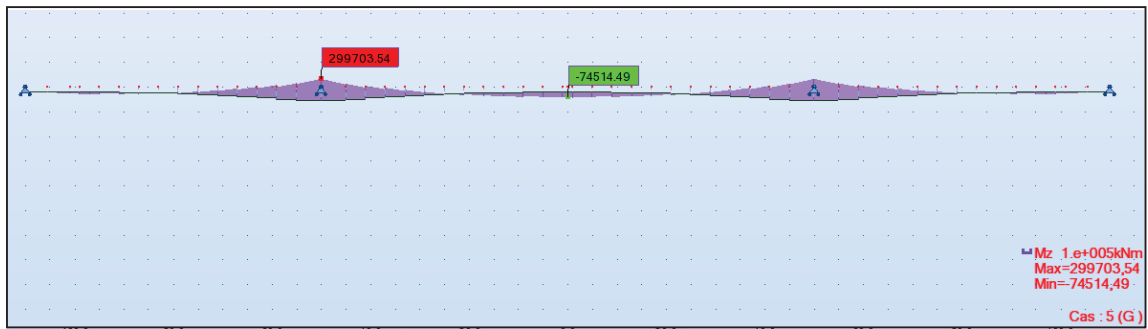
Annexes

A.1 Etude longitudinale du tablier

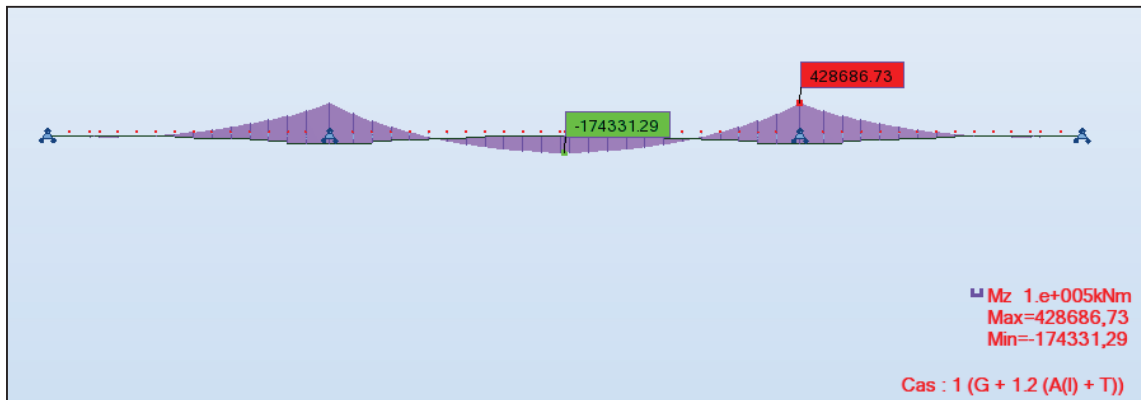
Moélisation longitudinale du tablier



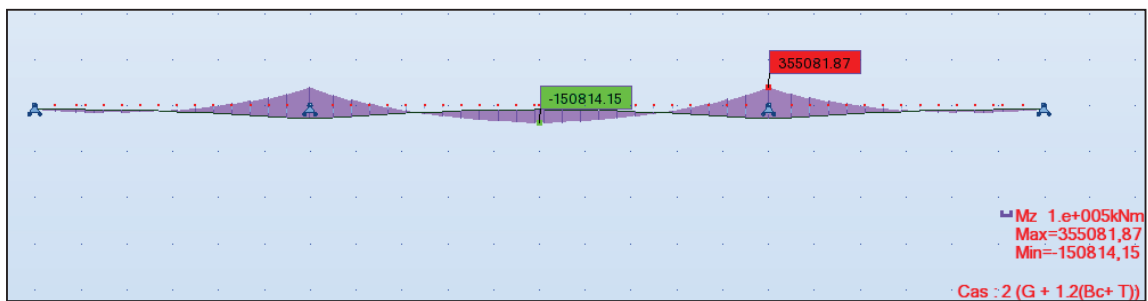
Comminaison : G



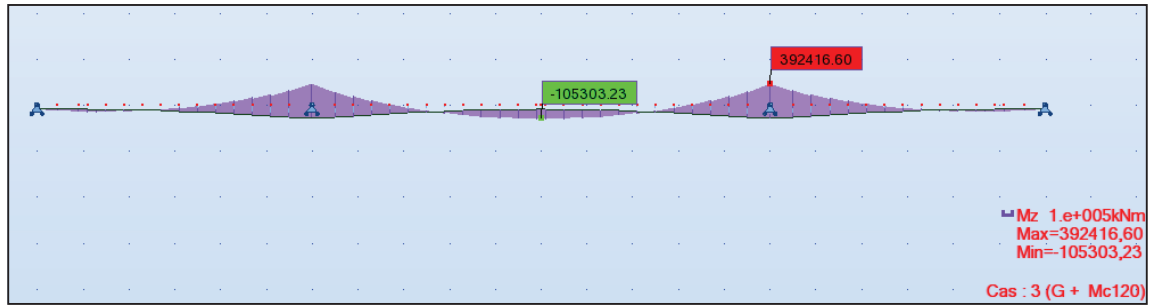
Combinaison : G + 1.2 (A(I) + ΔT)



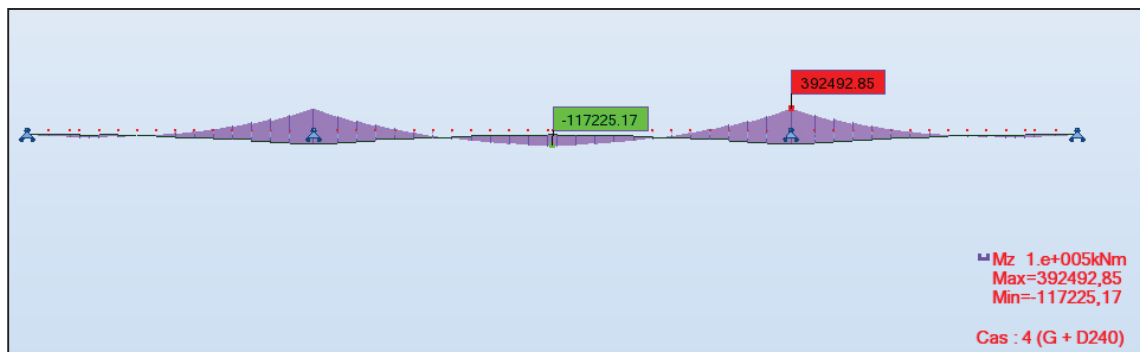
Combinaison : G + 1.2 (Bc + ΔT)



Combinaison : G + Mc120



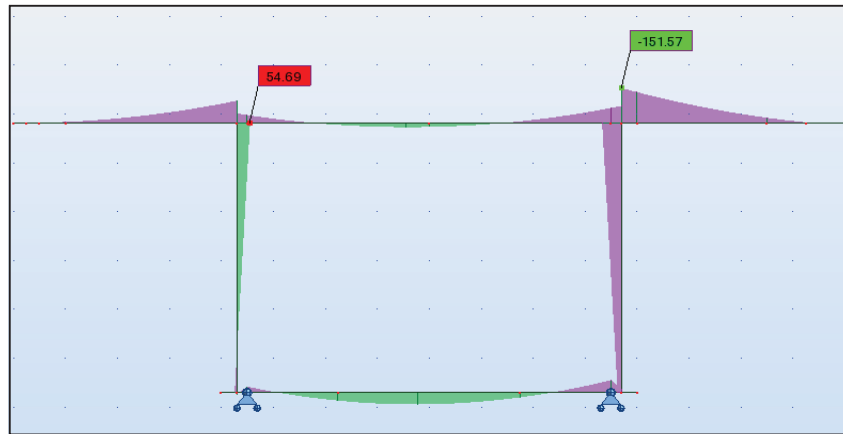
Combinaison : G + D240



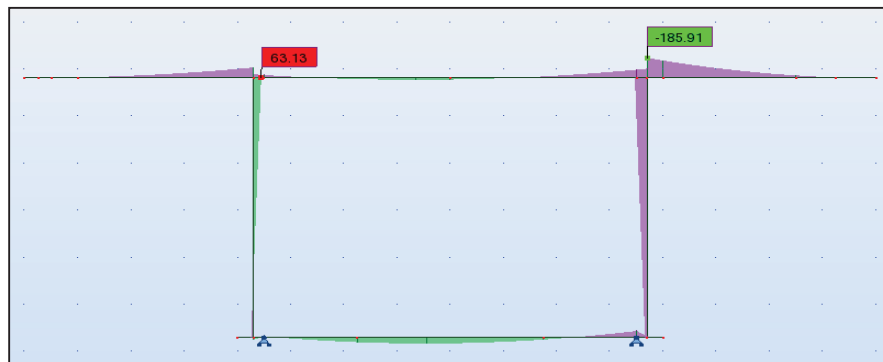
A.2 Etude transversale du tablier

Voussoir sur pile

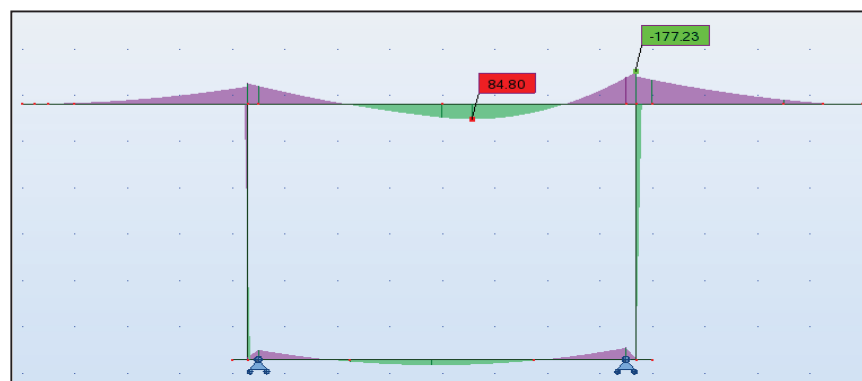
Combinaison : G



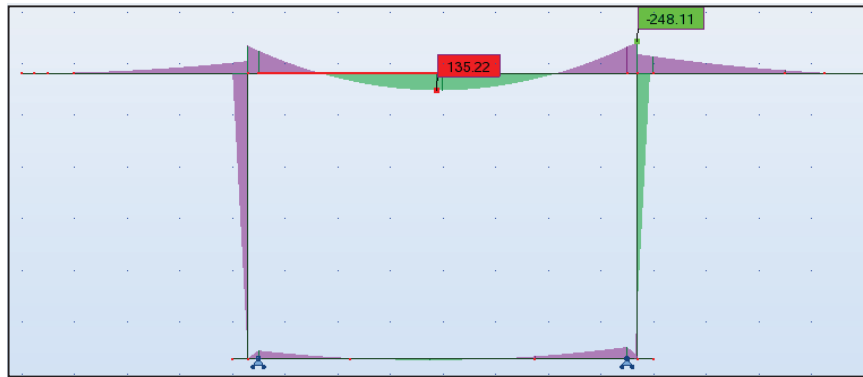
Combinaison : G + 1.2A(I)



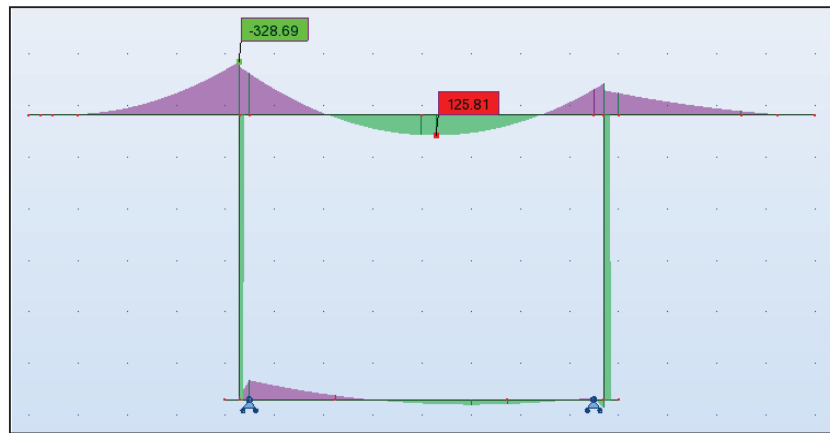
Combinaison : G + 1.2Bc_{IV}



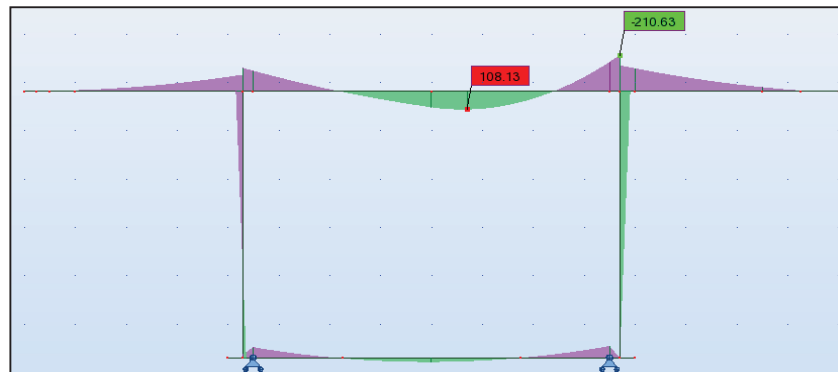
Commnaison : $G + 1.2Bc2v$



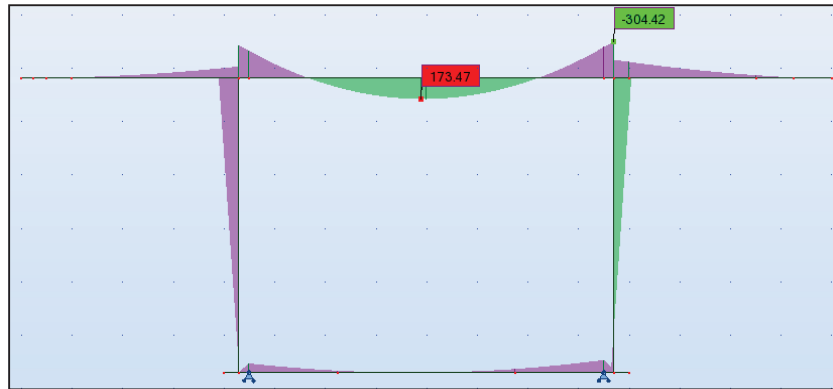
Commnaison : $G + 1.2Bc3v$



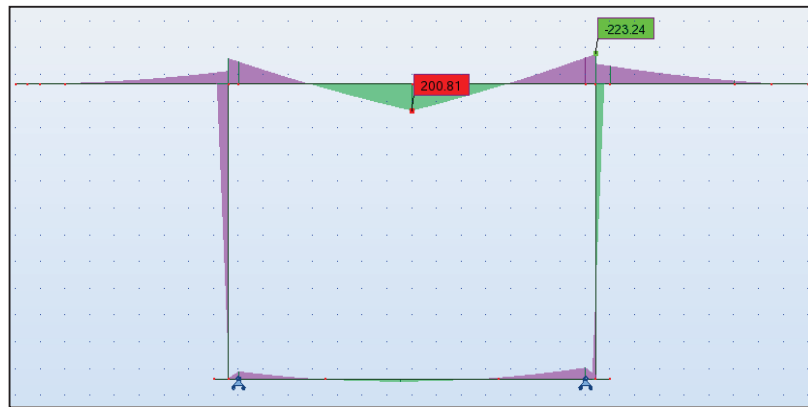
Commnaison : $G + 1.2Bt1v$



G+1.2Bt2v



G + Mc120



G + D240

