



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ETUDE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAIT
CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT
SUCCESSIF SUR LA LIAISON AUTOROUTIERE
SETIF-BARIKA

Présenté par :

AZIL Mahdi
HEBBACHI Salaheddine

Encadré par :

Dr: TAKI Mohamed

Promotion 2017 /2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

و ما توفيقى إلا بالله

REMERCIEMENT

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur Dr.M.TAKI qui nous a bien aider. Pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, on intérêt et sa grande disponibilité.

Nous remercions tout le personnel de l'ENSTP particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail qui je le dédie à:

À ma très chère mère, et mon cher père.

À mes deux frères : Saleh et Islem et mes deux sœurs : Rahma et Ahlem.

*À mes amis : Kader, Abdennour, Akram, Youcef, Tayeb, Lyes, houcine,
majdi,9rimzou,sheva,yacine,kaleche,ahmed.*

....Azil Mahdi

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail qui je le dédie a :

*Mes très chères parents et à mes frères et sœurs ;
Mes chers proches de la grande famille de près ou de loin;
Mes chers amis(es) et mes camarades ;*

... HEBBACHI Salaheddine

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر مستقيم منجز بطريقة التتابع المتتالي، يوجد الجسر في الطريق السيار الرابط بين سطيف و بركة.

بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، مع إعطاء المقاييس مبدئيا وذلك من أجل دراسة معمقة للمشروع والذي كان جسر صندوقي منجز بطريقة التتابع المتتالي. كما قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. طريقة إستقرار الجسر في مرحلة البناء كان مضمون الجزء الرابع بالإضافة، بدأنا جزء سطح الجسر الذي من خلاله قمنا بمعاينة العديد من النقاط، كتقييم الجهود الخارجية العرضية والطولية، الخرسانة مسبقة الإجهاد والمعدات، في الأخير كان الجزء مركزا على تصميم ودراسة البنية التحتية (اساس و عمود).

النمذجة كانت بالاستعانة بالبرنامج روبات، ورسم الهياكل بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد.

الكلمات المفتاحية

جسر صندوقي، الخرسانة مسبقة الإجهاد، التتابع المتتالي، دراسة، تصميم.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un pont droit se situant dans liaison autoroutière entre Sétif Barika .

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, puis, on a passé à une conception générale, dont laquelle on a pré-dimensionné pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. La stabilisation du fléau en phase de construction a été le sujet du quatrième chapitre. Ensuite, on a abordé le chapitre du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : l'évaluation des sollicitations longitudinaux et transversaux, la précontrainte et les équipements. Enfin, le dernier chapitre a été consacré pour la conception et l'étude de l'infrastructure (Pile et fondation).

La modélisation est faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections avec le logiciel Autocad.

Mots clés : encorbellement, fléau, pont caisson, la précontrainte, étude, conception

Abstract

The aim of this work is the study of a straight bridge, it's located in the highway attaching Sétif to Barika.

We have started our work with the presentation of the project, then, we moved to the general design, and then to the detailing study. Furthermore, we imposed the material's characteristics that had been used in calculating, and we evaluated the different applying loads and overloads on the bridge. The stability of the bridge in construction's period had been the subject of the fourth chapter. Besides, we started the deck of the bridge chapter's in which we touched many aspects: evaluation of longitudinal and transversal solicitations, the prestressed and the equipments. Finally, the last one had been devoted for the design and the study of the infrastructures (Piers and foundation).

The modeling is used with the aid of the software: Robot Structural, and the drawings of sections with AutoCAD software's.

Key words: successive corbel, box bridge, the prestressed, study, design

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.pont à poutres.....	2
Figure I.2. Pont suspendu.....	2
Figure I.3.Pont haubanés.....	3
Figure I.4.pont voussoirs.....	3
Figure I.5.Voussoir coulé en place par l'équipage mobile.....	4
Figure I.6.voussoir préfabriqué sur une doucine.....	4
Figure I.7.Eléments du voussoir.....	5
Figure I.8.Schéma des entretoises sur appui.....	6
Figure I.9.Entretoise déviateur.....	6
Figure I.10.Trace en plan.....	7
Figure I.11.Profil en long.....	8
Figure I.12.profil en travers.....	8
Figure I.13.classification des zones sismiques.....	10
Figure II.1.Diagramme parabole-rectangle pour le calcul des contraintes du béton à l'ELU.....	12
Figure II.2.Diagramme σ - ϵ idéalisé pour les aciers passifs.....	14
Figure II.3.Section transversale.....	16
Figure II.4.gousset inférieur.....	17
Figure II.5.gousset supérieur.....	18
Figure II.6.Voussoir sur pile.....	18
Figure II.7.Voussoir courant.....	19
Figure II.8.Coupe longitudinale du tablier.....	20
Figure III.1.Dimensions du système Bc.....	25
Figure III.2.Dimensions du système Bt.....	27
Figure III.3. Dimensions du système Br.....	28
Figure III.4.Dimensions du convoi Mc120.....	29
Figure III.5.Dimensions du convoi D240.....	30
Figure IV.1.Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.....	33
Figure IV.2.Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1).....	33
Figure IV.3.Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.....	34
Figure IV.4.Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2).....	34
Figure IV.5.Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).....	34
Figure IV.6.La distribution des voussoirs sur la pile.....	34
Figure IV.7.Charges permanentes.....	35
Figure IV.8.Surcharges réparties du chantier.....	36
Figure IV.9.Surcharges concentrées.....	36
Figure IV.10.Surcharges accidentelles.....	36
Figure IV.11.Coupe du VSP avec ses câbles de clouage.....	38
Figure V.1.Nombre des câbles du demi-fléau par gousset.....	41
Figure V.2.Allure des câbles du fléau en élévation.....	42
Figure V.3.Câblage en plan.....	44

Figure V.4.Cas de VSP.....	46
Figure V.5.Diagramme de flèche sous poids propre	47
Figure V.6.Répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur de la travée centrale.....	52
Figure V.7.Répartition des câbles de continuité dans les travées de rives $x=9.5$ m.....	53
Figure V.8.flèche du tablier sous poids propre.....	61
Figure VII.1.Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la pile.....	71
Figure VII.2.Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la pile.....	72
Figure VII.1.Coupe transversale de la pile du pont(sommier d'appuis)	77
Figure VII.2.section transversale du poteau creux de la pile.....	78
Figure VII.3. Abaque de RENE WALTHER.....	82
Figure VII.4.Dimension de la semelle et disposition des pieux.	86
Figure VII.5. Ferrailage du pieu (2D).	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1.Contraintes admissibles à l'ELS	14
Tableau II.2.Les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile.....	18
Tableau II.3.Les caractéristiques mécaniques du voussoir courant et à la clé.	19
Tableau III.1.Valeurs du coefficient a_1	24
Tableau III.2.Valeurs du V_0	24
Tableau III.3.Valeurs de $A(L)$ pour les cas possible.....	24
Tableau III.4.Valeurs du coefficient bc	26
Tableau III.5.Valeurs de δ_{bc}	26
Tableau III.6.Coefficient bt	27
Tableau III.7.Valeurs de δ_{bt}	27
Tableau III.8.Valeurs de δ_{br}	28
Tableau III.9.Valeurs de δ_{Mc120}	29
Tableau III.10.Valeurs des coefficients de majorations	31
Tableau III.11.Tableau des combinaisons.....	32
Tableau IV.1.Moment fléchissant et effort tranchant.....	37
Tableau IV.2.Combinaisons des charges.....	38
Tableau V.1.Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.	41
Tableau V.2. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	41
Tableau V.3.Paramètre du tracé des câbles en élévation.....	43
Tableau V.4.Paramètres du tracé des câbles du fléau en plan.....	45
Tableau V.5.Flèche due à la précontrainte de fléau	48
Tableau V.6.Déformations sous différentes charges.....	48
Tableau V.7.Nombre des câbles de continuité dans la travée intermédiaire.....	51
Tableau V.8.calcul des câbles de continuité dans les travées de rives.	53
Tableau V.9.Pertes par frottement pour chaque câble du demi-fléau.	54
Tableau V.10.Pertes dues au recul d'ancrage.....	56
Tableau V.11.Pertes dues au non simultanété de la mise en tension	57
Tableau V.12.Pertes de tension dues au fluage du béton	58
Tableau V.13.Perte par relaxation des câbles.....	60
Tableau V.14.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.	62
Tableau V.15.Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état à vide (Travée centrale) ..	63
Tableau V.16.Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état à vide (Travée de rive).....	63
Tableau V.17.Contraintes des fibres extrêmes en service à l'état en charge(Travée centrale)	64
Tableau V.18.Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état en charge (Travée de rive).	64
Tableau VI.1.Moments de la table supérieure.....	67
Tableau VI.2.Moments de la table inférieure.....	68
Tableau VI.3.Moments de l'âme	68
Tableau VI.4.Ferrailage des voussoirs courants.....	69
Tableau VI.5.Ferrailage du VSP	69

Tableau VII.1.Calcul des réactions au niveau des appuis	70
Tableau VII.1. Positionnement et hauteur des piles.	78
Tableau VII.2.Efforts verticaux sur la pile.	79
Tableau VII.3.Rigidités des piles.	80
Tableau VII.4.Rigidités des culées.	80
Tableau VII.5.Récapitulatif du calcul sismique.	81
Tableau VII.6.Sollicitations sur la pile n°2.	82
Tableau VII.7. Les efforts dans la semelle	87
Tableau VII.8.Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$	90
Tableau VII.9.Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.	90

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE	1
I.1. INTRODUCTION	1
I.2. TYPES DES PONTS	1
I.2.1. Les ponts à poutres	1
I.2.2. Pont en arc	2
I.2.3. Pont suspendus	2
I.2.4. Ponts à haubans	3
I.2.5. Pont en Béton Précontraint Construis par Encorbellement Successifs.....	3
I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	7
I.2.1. Tracé en plan	7
I.2.2. Profil en long.....	7
I.2.3. Profil en travers	8
I.2.4. Les caractéristiques de l'ouvrage	8
I.2.5. Données géologiques (géotechniques)	8
I.2.6. Données climatiques.....	9
I.2.7. Données sismologique.....	10
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	11
II.1. INTRODUCTION	11
II.2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	11
II.2.1. Les règlements	11
II.3. SECTION TRANSVERSALE	16
II.3.2. Hauteur du voussoir	16
II.3.3. Epaisseur du hourdis inférieur E_c	16
II.3.4. Epaisseur du hourdis supérieur	16
II.3.5. Entraxe des âmes.....	17
II.3.6. Epaisseur des âmes.....	17
II.3.7. Goussets inférieurs.....	17
II.3.8. Goussets supérieurs.....	18
II.4. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER.....	18
II.5. DECOUPAGE DES VOUSSOIRS	19
V.5.1. Les voussoirs sur piles	19
V.5.2. Les voussoirs de clavage (à la clef)	19
V.5.3. Les voussoirs courants.....	20
CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES	21
III.1. INTRODUCTION.....	21
III.2. LES CHARGES ET LES SURCHARGES.....	21
III.2.1. Les charges permanentes	21
III.2.2. Les charges variables.....	21
III.2.3. Les charges accidentelles.....	21
III.3. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES	22
III.3.1. Les charges permanentes (CP).....	22
III.3.2. Les charges complémentaires permanentes(CCP).....	22
III.4. CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES	23
III.4.1. Système de charge A (I).....	23
III.4.2. Système de chargement B.....	25
III.4.3. Le Vent	30

III.4.4. Température.....	30
COMBINAISONS DE CHARGES	31
CHAPITRE IV : ETUDE DE FLEAU	33
IV.1. INTRODUCTION	33
IV.2. METHODE DE CONSTRUCTION	33
IV.3. CALCUL DES EFFORTS	34
IV.3.1. Efforts dus au poids propre (G).....	35
IV.3.2. Efforts dus aux surcharges du chantier.....	35
IV.3.3. Efforts dus aux surcharges accidentelles.....	36
IV.4. ÉTUDE DE LA STABILITE DU FLEAU EN COURS DE REALISATION	37
IV.4.1. Combinaisons de charges	37
Type A (situation fondamentale).....	37
Type B (situation accidentelle).....	37
IV.5. STABILITE DES FLÉAUX	38
CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTES	40
V.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DE FLEAU	40
V.1.1. Détermination du nombre des câbles du fléau.....	40
V.1.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir.....	41
V.1.3. Position et enrobage des câbles	41
V.1.4. Tracé des câbles en élévation.....	42
V.1.1. Tracé des câbles en plan	44
V.2. Le contrôle de la géométrie du fléau	45
V.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DE CONTINUITÉ	49
V.3.1. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	49
V.3.2. Effet du fluage	49
V.3.3. Calcul de l'effort de précontrainte	50
V.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTES.....	53
V.4.1. Les pertes instantanées.....	53
V.4.2. Pertes différées.....	57
V.4.3. Conclusion	61
V.4.4. Vérification de la flèche à l'ELS	61
V.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES	61
V.5.1. Vérification des contraintes en phase de construction	61
V.5.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELS	65
V.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement	65
CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE.....	67
VI.4. INTRODUCTION.....	67
VI.5. DETERMINATION DES SOLLECITATIONS	67
VI.6. VOUSOIRS COURANTS	67
VI.7. VOUSOIR SUR PILE	68
VI.8. FERRAILLAGE DES VOUSOIRS	69
CHAPITRE VI : LES EQUIPEMENTS DU PONT	70
VII.1. INTRODUCTION	70
VII.2. APPAREILS D'APPUIS	70
VII.3. ETUDES DES DÈS D'APPUIS	74
VII.4. JOINTS DE CHAUSSEE	75
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE.....	77

VII.1. INTRODUCTION	77
VII.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE	77
VII.2.1. Choix de type de la pile.....	77
VII.2.2. Pré dimensionnement de la pile	77
VII.3. VERIFICATION DE LA STABILITE AUX FLAMBEMENT DE LA PILE	78
Dans le sens longitudinal	78
Dans le sens transversal	78
VII.4. EVALUATION DES SOLLICITATION SUR LA PILE	79
VII.5. ETUDE SISMIQUE.....	79
VII.5.1. Caractéristiques de l’ouvrage relatives à l’étude sismique	79
VII.5.2. Méthode de calcul	79
Conditions d’application.....	79
VII.5.3. Séisme longitudinal.....	81
VII.6. LES FONDATIONS	83
VII.6.1. Choix du type de fondation.....	83
VII.6.2. Le calcul de la capacité portante admissible du pieu	84
VII.6.3. Calcul et disposition des pieux.....	84
VII.6.4. Pré dimensionnement de la semelle	85
VII.6.5. Evaluation des efforts.....	86
VII.6.6. Evaluation du moment fléchissant au pied de la semelle.....	86
VII.6.7. Ferrailage de la semelle.....	88
VII.7. ETUDE ET FERRAILAGE DES PIEUX.....	88
VII.7.1. Actions sur les pieux	88
VII.7.2. Calcul des sollicitation par la formule de WARNER.....	89

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures routières et en particulier celle des ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure.

Grâce à cette importance, l'ingénieur doit assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisants aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives d'une manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage.

L'augmentation du nombre de véhicules se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et surtout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%, ce qui ne facilite guère le déplacement. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art. et c'est d'ailleurs l'objet de notre projet de fin d'étude qui s'intitule « Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs sur à la liaison autoroutière Sétif-Barika.

Ce travail est divisé en trois parties principales :

1^{ère} partie : Présentation générale du projet et ses objectifs, les données nécessaires.

2^{ème} partie : Evaluation des charges et surcharges, l'étude du et l'étude du tablier..

3^{ème} partie : réservée pour dimensionnements des piles, et des fondations en fonction des caractéristiques du sol.

CHAPITRE I
PRESENTATION GENERALE



CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

I.CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE

I.1.INTRODUCTION

D'une façon générale ; un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception.

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, ponts à poutres-caissons, etc. ou encore par la position relative de ces éléments par rapport à la voie portée : ponts à poutres sous chaussée, ponts à poutres latérales.

I.2.TYPES DES PONTS

La classification des ponts peut être selon des critères propre aux familles d'ouvrages (type de voute pour les ponts voutés ou différentes selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue), l'importance de l'ouvrage (courant-non courant) ou de type de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

I.2.1.Les ponts à poutres

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accidenté, réduction de gabarits, voies dont les contraintes d'exploitation sont fortes ...).

Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

En particulier, il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.

Les poutres de rive sont naturellement les plus exposées, et sans aller jusqu'à la rupture des poutres, il n'est pas rare de voir sur le talon de ces poutres des traces de chocs qui sont préjudiciables à la pérennité de l'ouvrage .

Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier.

CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique



Figure I.1.pont à poutres

I.2.2.Pont en arc

Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m).

On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

I.2.3.Pont suspendus

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.



Figure I.2. Pont suspendu

I.2.4.Ponts à haubans

Les ponts haubanés sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans. Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.



Figure I.3.Pont haubanés

I.2.5.Pont en Béton Précontraint Construits par Encorbellement Successifs

Dans le domaine des portées comprises entre 50 m et 150 m ce type d'ouvrage est la solution la plus satisfaisante du point de vue technique et économique. Mais, à partir de 200 m, ce type d'ouvrages présente plusieurs inconvénients

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en consoles au dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successifs dits voussoirs, et en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.



Figure I.4.pont voussoirs

CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées. En réalité la symétrie n'existe pas, il y a toujours un déséquilibre entre demi-fléau lié à la réalisation (déformation de béton, le coffrage, charges accidentelles,.....)Ce qui engendre des moments des flexions sur la pile, tendant à la renverser, pour s'en prémunir, il faut solidariser le voussoir sur pile à la tête par cloutage en utilisant des câbles de précontrainte (provisoire dans le cas d'un pont appuyé simplement).

Les voussoirs peuvent être coulés en place et ce procédé consiste à supporter les voussoirs en cours d'exécution au moyen d'un équipage mobile prenant appui sur la partie de console déjà construite et à laquelle sont suspendus les fonds de moule et les coffrages extérieurs.

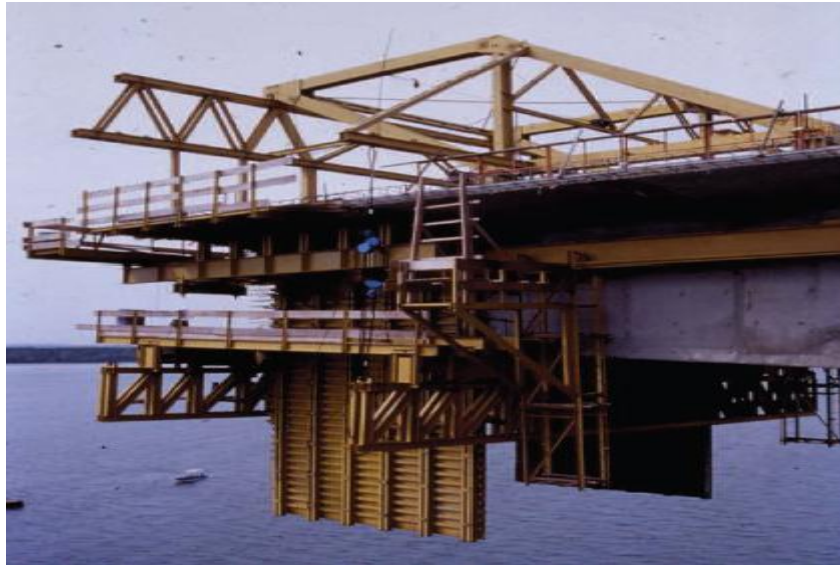


Figure I.5.Voussoir coulé en place par l'équipage mobile.

Ou bien les voussoirs peuvent être préfabriqués soit sur un fond de moule (doucine) qui consiste à bétonner l'ensemble d'un fléau sur l'aire de préfabrication par la technique des joints conjugués avec un coffrage mobile qui se déplace le long du fond de moule (qui lui est fixe) dont la forme est celle de l'intrados de l'ouvrage, compte-tenu de la contre-flèche.



Figure I.6.voussoir préfabriqué sur une doucine

CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

Soit la préfabrication se fait a poste fixe dans une cellule et dans ce cas la cellule de préfabrication est fixe et c'est le voussoir durci qui est déplacé pour servir de coffrage (joints conjugués) au bétonnage du voussoir suivant.

I.2.5.1.Principe de câblage

Les câbles peuvent se regrouper en deux familles. La première famille est constituée par les câbles de fléaux disposés au voisinage de la membrure supérieure des poutres et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de résister aux moments négatifs rapidement croissants dus au poids propre. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque coté de la pile. Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments de conduits.

La deuxième famille est constituée par les câbles de continuité et pour cette famille Il existe trois approches qu'on peut utiliser :

- L'utilisation des câbles de précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.
- L'utilisation des câbles de précontrainte intérieure pour reprendre uniquement les effets des charges permanentes, et les armatures reprennent les effets des surcharges d'exploitation.
- L'utilisation des câbles de précontrainte intérieure et câbles de précontrainte extérieure.

I.2.5.2.LES ELEMENTS DU CAISSON

On prend comme exemple les éléments constitutifs d'un caisson courant monocellulaire

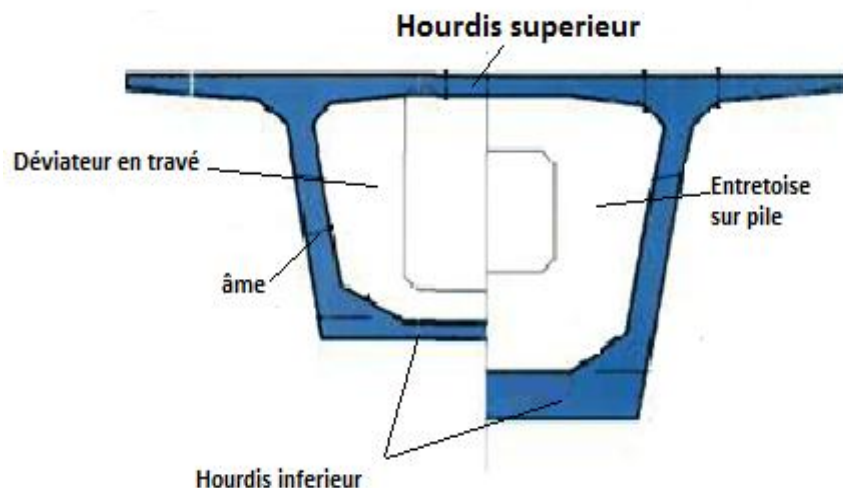


Figure I.7.Eléments du voussoir

I.2.5.3. Entretoise sur appui

Sous l'effet de cisaillement ou du moment de torsion, la section transversale de caisson doit être conçue pour s'opposer à cette déformation, et d'autre part pour assurer la transmission des charges verticales aux appuis en allégeant la pression au niveau des âmes.

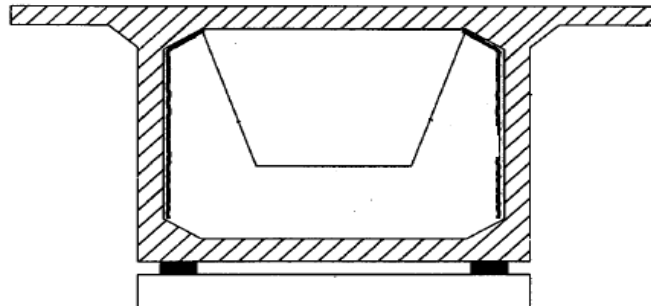


Figure I.8. Schéma des entretoises sur appui

I.2.5.4. Entretoise déviateur

Ce type d'entretoise sert à assurer la stabilité mécanique entre deux voussoirs successifs lorsque le câble de fléau présente une inclinaison, aussi ce type est important pour solidariser les voussoirs entre elles en terme de transmission de moment de torsion.

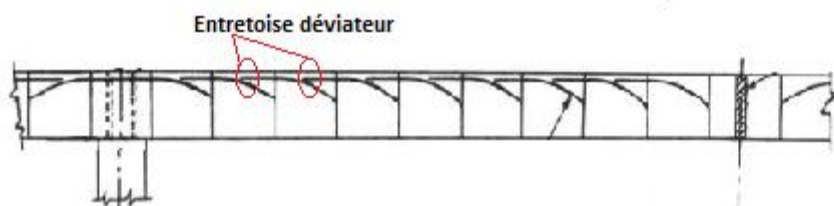


Figure I.9. Entretoise déviateur

I.2.5.5. Avantages et inconvénients

L'avantage majeur de cette méthode est de pouvoir construire des tabliers sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de réaliser des ouvrages au dessus de rivières à fortes crues ou au dessus de vallées très accidentées ou très profondes mais cela va nécessiter un volume des calculs bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.

Il tient ensuite au fait que la construction d'un tel ouvrage doit intégrer le facteur temps, à cause de la durée de la construction, pendant laquelle commencent déjà à apparaître les propriétés non élastiques des matériaux mis en œuvre. Les effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes réglage des fléaux et de redistribution de sollicitations dans les structures rendues continues

D'autre part la portée de ce type de pont est importante avec une rapidité de construction dans le cas des voussoirs préfabriqué.

Du côté esthétique le pont donne une belle forme qui s'intègre dans la beauté des paysages

Enfin, son prix de revient a permis de concurrencer avec succès les autres types de constructions.

CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

I.3.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet de fin d'étude a pour but de faire la conception et étude de l'ouvrage d'art sur le PK 65+740 qui fait parti du grand projet "La liaison autoroutière SETIF-BARIKA". Cet ouvrage permet de franchir une liaison routière de la route nationale N° 78 qui passe à proximité d'une rivière de Ras El Ayoun versant au nord.

Ce projet de "La ligne autoroutière SETIF-BARIKA" est conçu essentiellement pour assurer la liaison entre SETIF et BATNA d'une part ,et pour relier l'autoroute EST-OUEST à celle des HAUT PLATEAU.

I.2.1.Tracé en plan

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

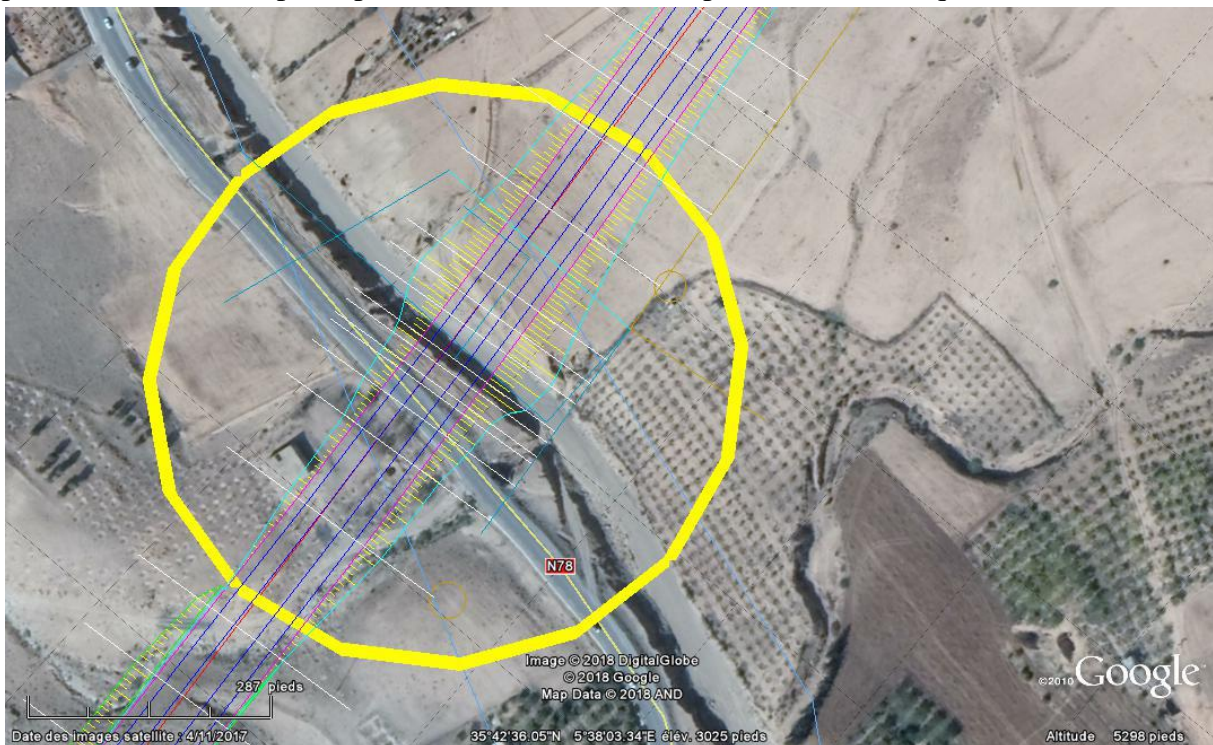


Figure I.10.Tracé en plan

Cet ouvrage a une structure géométrique droite de longueur de 112m.

I.2.2.Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant longitudinalement en élévation le tracé en plan.

Le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 1.06 %, en partant de niveau 928.69 m en rive vers SETIF pour arriver à 930.59 m en rive vers BARIKA.

Le critère principal du profile en long qui intervient dans la conception est le gabarit libre entre la ligne rouge et le terrain naturelle et la route existante.

La hauteur du gabarit sur la route est de valeur minimale de 7.45 m et celle sur l'oued et de 14m .

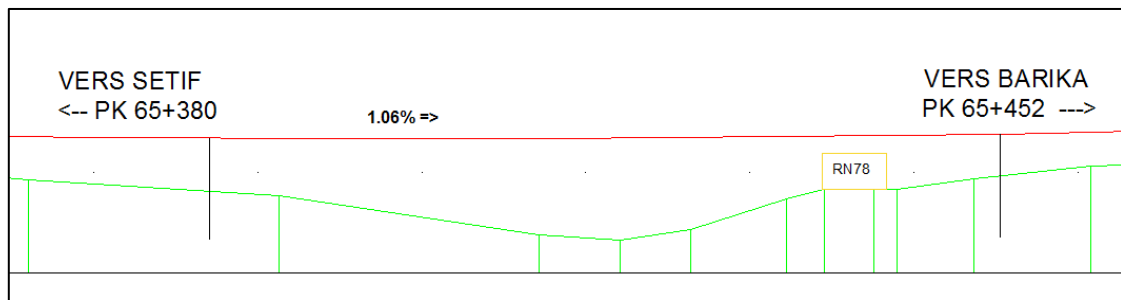


Figure I.11. Profil en long

I.2.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant projet détaillé.

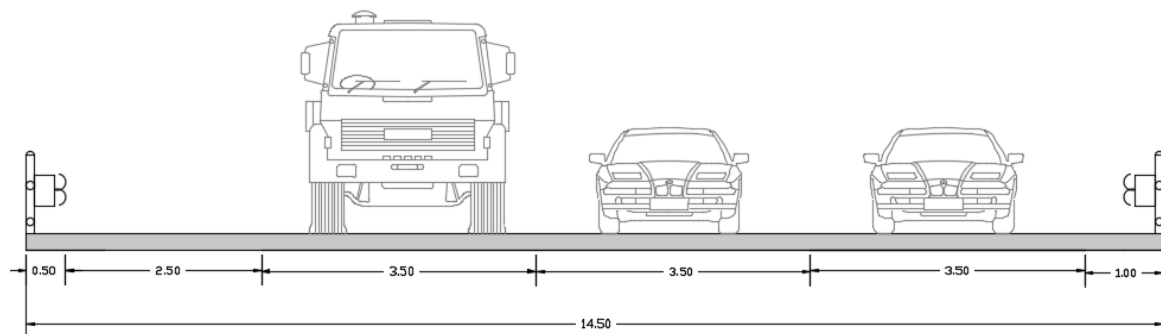


Figure I.12. profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- _ Largeur roulable $L_r = 13.5$ m
- _ Nombre de voies de circulations = 3voies de 3.5m par sens et une bande d'arrêt d'urgence de 2.5m.
- _ La pente du versant 2.5 %, elle est assuré par le dénivellement au niveau des appareil d'appui.

I.2.4. Les caractéristiques de l'ouvrage

- Longueur : 100 m.
- Largeur de tablier : 14.5m par sens.
- La pente : 1.06 %.

I.2.5. Données géologiques (géotechniques)

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et

CHAPITRE I PRESENTATION GENERALE

de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

L'étude de sol du terrain destiné à recevoir cet ouvrage est réalisé par le laboratoire LTP-EST et La zone de notre ouvrage traverse des terrains dont le sol est hétérogène, en amont de RN 78, il est constitué par une couverture alluvionnaire reposant sur une substratum rocheux , en aval de la route le terrain est présenté par des alluvions grossières.

En se basant sur les résultats tirés des essais in situ et la nature de sol , le laboratoire a conclu les résultats ce qui suit:

- Cas des fondations superficielles : l'ancrage des semelles sera à partir de 2.5m de profondeur avec une contraintes admissible de 2.5 bar pour la culée en amont de RN78, et de 3 bar pour les les piles et culée en avl de RN 78.
- Cas des fondations profondes : les résultats de calcul d'une fondation profonde à l'aide d'un pieu types foré simple de diamètre 1.2m sont représenté dans tableau suivant :

Charges "t"	Forré simple (culé en amont)	Forré tubé(tube perdu)(culé et piles en aval)
Longeur D "m"	12.0	22.0
Charges limite de pointe	1017.4	678.2
Charges limite de frottement	452.0	663.0
Charges ultime du pieu	1469.5	1341.4
Charges nominale	565.0	558.0
Charges intrinsèque	565.2	565.2
Charges de fluage	825.2	803.3
Charges admissibles en compression "ELU"	1050.0	958.1
Charges admissibles en compression "ELU"	589.4	573.8
Surlongeur du pieu "cm"	0.0	0.5

Le sol support de ce projet est non agressif, alors il n'est pas nécessaire de prendre des mesures particulières, et le béton doit être compact par ces qualités intrinsèques.

I.2.6.Données climatiques

I.2.6.1.le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge RCPR (2 KN/m²).

I.2.6.2.La température

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

I.2.7. Données sismologique

La classification des zones sismiques selon le RPOA 2008, le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité,

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

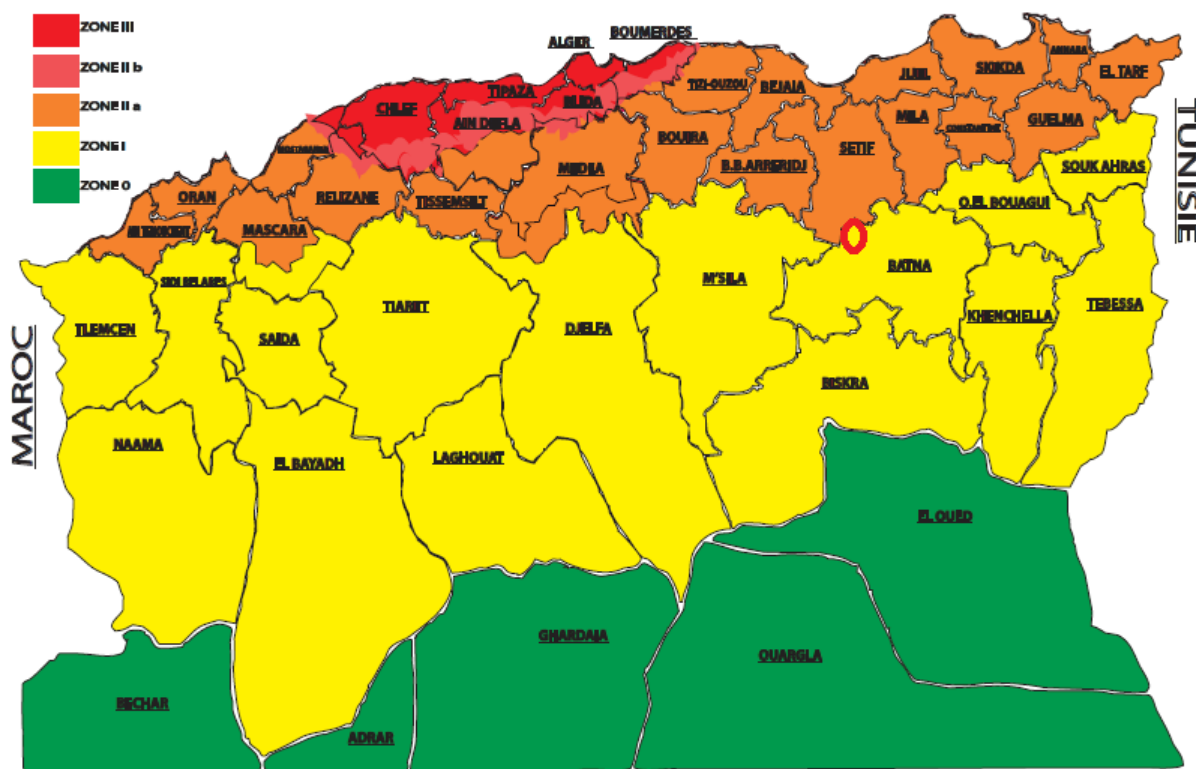
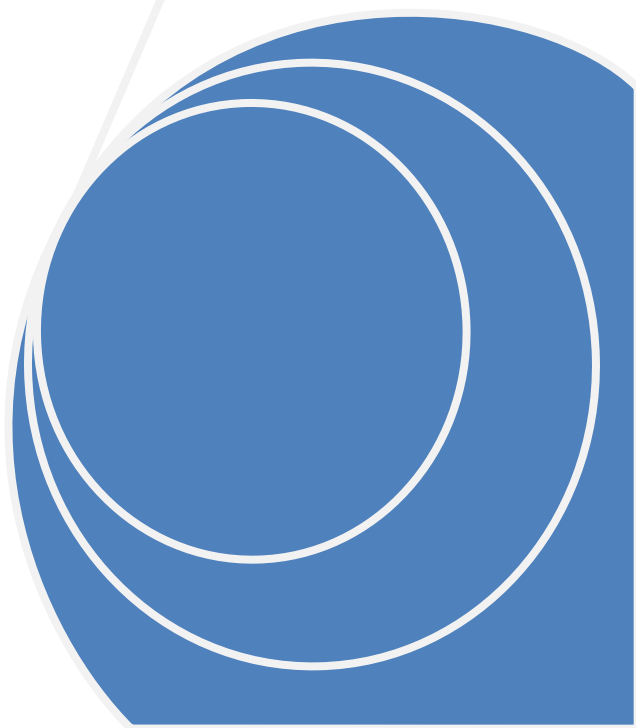


Figure I.13.classification des zones sismiques

**CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT**



CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

II.CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

II.2.HYPOTHESES DE CALCUL

II.2.1.Les règlements

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles **B.A.E.L. 91modifiées 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** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions 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 ».
- Règles **R.P.O.A 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guides **SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

Matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

Béton

1. Le dosage

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ de ciment CPA 325.

2. La densité

La masse volumique de béton armé est : $\gamma = 25 \text{KN/m}^3$.

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

3. La résistance caractéristique à la compression

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette valeur est choisie a priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôles (courant ou surveillé) qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le tablier.} \\ 27 \text{ MPa pour les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

Pour j jours, la résistance caractéristique à la compression sera :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} & \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} & \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

4. La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}), selon les règles B.A.E.L 91 R 99 :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa}$ (Pour la superstructure).
- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa}$ (Pour les appuis et l'infrastructure).

NB : Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

5. Contraintes admissibles

➤ Contraintes admissibles à la compression du béton

• À l'ELU

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

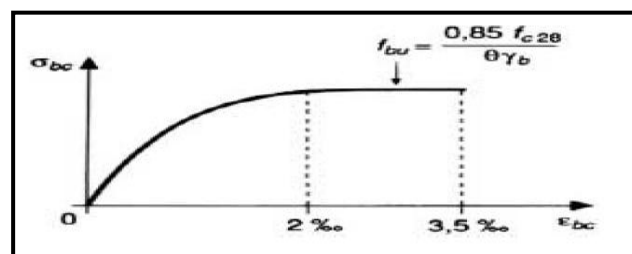


Figure II.1. Diagramme parabolique-rectangle pour le calcul des contraintes du béton à l'ELU.

Avec γ_b : coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ en situation durables ou transitoires (fondamentales)} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles} \end{array} \right.$$

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

θ : Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- **À l'ELS**

$$\begin{cases} \sigma = 0,5 f_{c28} \text{ ouvrage en service.} \\ \sigma = 0,6 f_{c28} \text{ ouvrage en construction ou situation accidentelle.} \end{cases}$$

6. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton 'Eij' défini par les règles B.P.E.L et B.A.E.L comme suit :

- **Module de déformation instantanée** (Courte durée < 24 heures)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- **Module de déformation différée** (Longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

7. Déformation transversale du béton

Elle est désignée par un module 'G' défini comme suit :

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

Tel que :

ν : Coefficient de poisson, il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Il est égal à : $\begin{cases} 0,0 & \text{pour le calcul des sollicitations} \\ 0,2 & \text{pour le calcul des déformations} \end{cases}$

Aciers

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

- Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

1. Aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance **Fe E400**. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé 'Module de Young' est égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

➤ Contrainte limite

• État limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec :} \quad \gamma_s : \text{coefficient de sécurité}$$

Tel que : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour combinaison fondamentale} \\ 1,00 & \text{pour combinaison accidentelle E} \end{cases}$

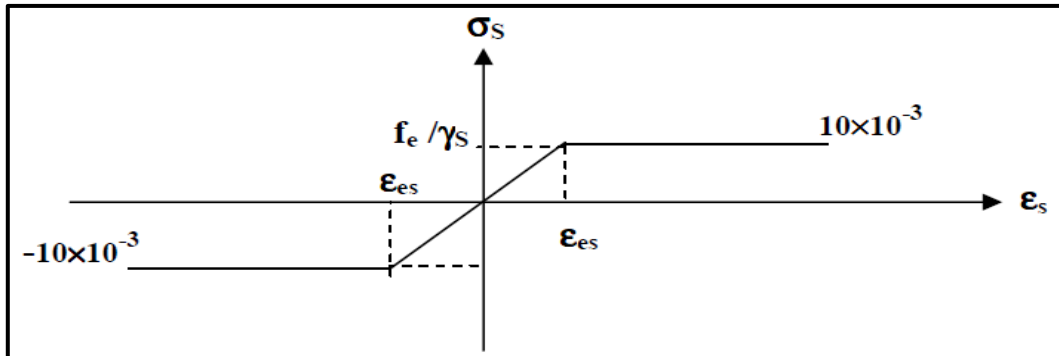


Figure II.2. Diagramme σ - ϵ idéalisé pour les aciers passifs

• État limite de service (E.L.S)

Tableau II.1. Contraintes admissibles à l'ELS

État considéré	ELS
fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ <p>ou : $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1,6$ pour HA</p>
fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}(0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ pour HA}$

2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actifs de précontrainte sont sous-tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

➤ La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte qui, après retour à une contrainte nulle, laisse un allongement résiduel de 1 %. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90 % de la résistance garantie.

➤ Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égal à :

- $E_p = 200\,000$ MPa pour les barres.
- $E_p = 190\,000$ MPa pour les torons.

➤ Caractéristiques des câbles

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers de très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **12T15s** (stabilisé) de classe de résistance à la traction III (**1770MPa**), et d'une classe de relaxation **TBR** (très basse relaxation).

- Nombre de torons par câble : 12
- Diamètre nominale : 15,7 mm
- Section transversale d'un toron : 150 mm^2 .
- La section utile d'un câble : 1800 mm^2 .
- La charge garantie de rupture d'un toron : $f_{prg} = 1770$ MPa.
- La limite conventionnelle d'élasticité à 1% : $f_{peg} = 1573$ MPa.
- Coefficient de frottement : $f = 0,18\text{ rad}^{-1}$
- Glissement à l'ancrage : $g = 6$ mm.
- Coefficient de perte de tension par unité de longueur (déviations parasites) : $0,002\text{ m}^{-1}$
- La tension à l'origine : $\sigma_{p0} = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg}) = \min(1416 ; 1424,7) = 1416$ MPa.

Relaxation à 1000 h $\dot{\rho} = 2,5\%$.

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

II.3.SECTION TRANSVERSALE

Le voussoir se compose de plusieurs parties

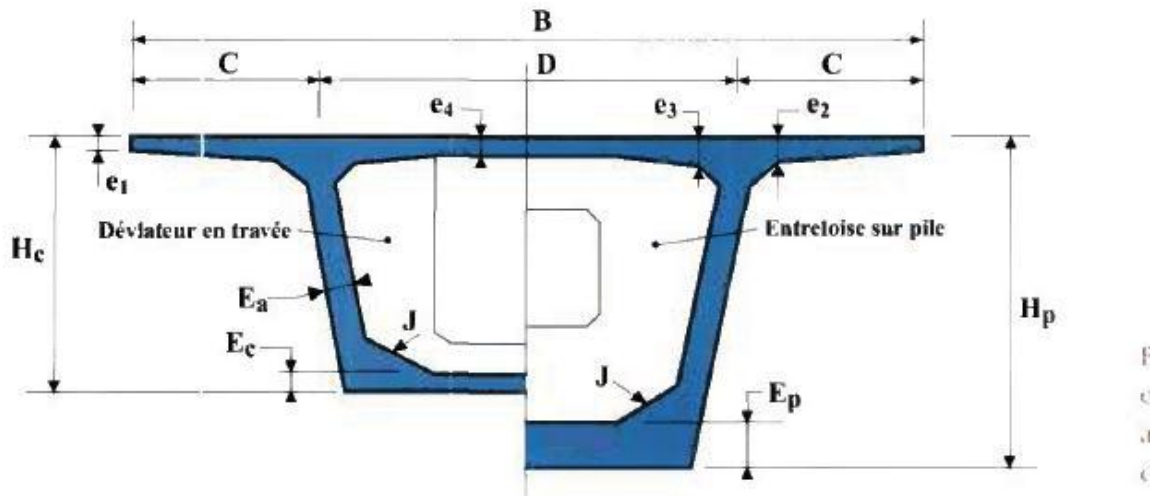


Figure II.3. Section transversale

II.3.2. Hauteur du voussoir

Pour des tabliers de hauteur constante la hauteur des voussoirs est:

$$\frac{l}{20} \leq hp = hc \leq \frac{l}{25}$$

Tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée ($l=50m$)

Donc $h_p = h_c = 2.2m$

II.3.3. Epaisseur du hourdis inférieur E_c

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à mi travée et maximale sur pile

Dans la partie centrale des travées, le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible

Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure.

- L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile : $E_{Ip} = 35cm$.
- L'épaisseur du hourdis inférieur à mi travée: $E_{IC} = 20cm$.

II.3.4. Epaisseur du hourdis supérieur

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

Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (guide Setra), dans notre cas le dispositif de retenue est un garde corps :

$$16 \leq e_1 \leq 18$$

On prend $e_1 = 18cm$

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

l'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour

$$\frac{c}{8} \leq e_2 \leq \frac{c}{7}$$

$$0.45 \leq e_2 \leq 0.52$$

On prend $e_2 = 0.5m$

À l'encastrement, la valeur e_3 peut être estimée en mètre à

$$e_3 = 0,10 - \frac{D}{25}$$

$e_3 = 45cm$

Son épaisseur à mi-portée e_4 est égale

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

$$\frac{7.25}{30} \leq e_4 \leq \frac{7.25}{25}$$

On prend $e_4 = 30 cm$

II.3.5. Entraxe des âmes

L'entraxe des âmes est égal à $B/2$; B étant la largeur du hourdis supérieur

$$D = \frac{14.5}{2} = 7.25m$$

II.3.6. Epaisseur des âmes

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et elle permet la bonne mise en place du béton

$$Ea = \frac{L}{275} + 1.25X \frac{B}{L} - 0.125$$

$E_a = 45cm$

II.3.7. Goussets inférieurs

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage

On prend $\alpha = 45^\circ$

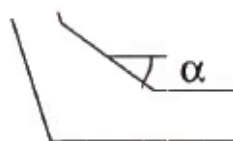


Figure II.4. gousset inférieur

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

II.3.8.Goussets supérieurs

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes. Leur angle varie entre 30° et 45°. On prend $\alpha=45^\circ$

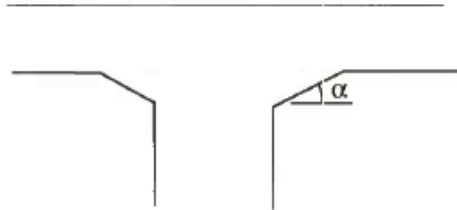


Figure II.5.gousset supérieur

II.4.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

On détermine les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons (voussoir sur pile et voussoir sur culée).

- Y_G : Ordonnée du centre de gravité de la section
- S : Aire de la section
- I_G : Moment d'inertie de la section, par rapport à son centre de gravité
- V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : $V = Y_G$
- V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure : $V' = H - Y_G$
- Rendement mécanique de la section : $\rho = \frac{I_y}{s.v.v'}$
- $C = \rho \times v$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
- $C' = \rho \times v'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

➤ Voussoir sur pile

La section transversale du voussoir sur pile est la suivante :

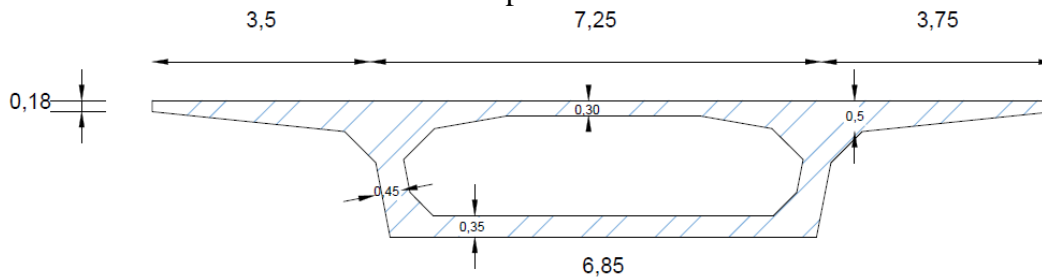


Figure II.6.Voussoir sur pile.

les caractéristiques mécaniques du VSP sont dans le tableau suivant :

Tableau II.2.Les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile.

Caractéristiques mécaniques	Valeur
S_p	9.35 m ²
I_p	6.09 m ⁴
V_p	0.84 m
V'_p	1.36 m
ρ_p	0.57
C_p	0.48m
C'_p	0.77m

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT

➤ Voussoir courant et voussoir à la clef

La section transversale du voussoir courant est la suivante :

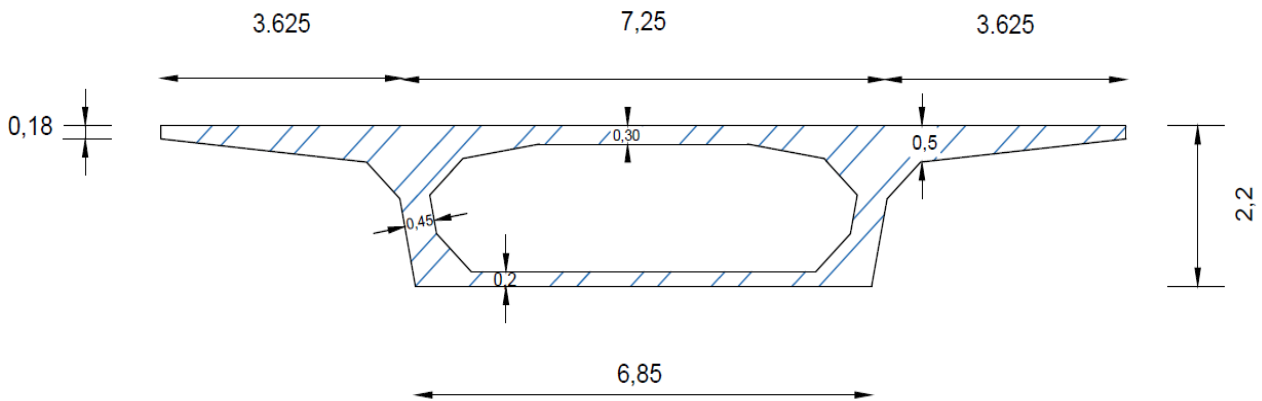


Figure II.7. Voussoir courant

Les caractéristiques mécaniques du VSP sont dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Les caractéristiques mécaniques du voussoir courant et à la clé.

Caractéristiques mécaniques	Valeur
S_p	8.55m ²
I_p	5.06m ⁴
V_p	0.74m
V'_p	1.46m
ρ_p	0.54
C_p	0.4m
C'_p	0.78m

II.5. DECOUPAGE DES VOUSSOIRS

La longueur des voussoirs dépend essentiellement de :

- La géométrie longitudinale de l'ouvrage.
- Le mode de construction, soit voussoir coulé sur place ou voussoir préfabriqué.

On distingue trois types de voussoir :

V.5.1. Les voussoirs sur piles

Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur piles mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Pour notre ouvrage, on pose une longueur de 8 m.

V.5.2. Les voussoirs de clavage (à la clef)

Pour les voussoirs coulés sur place, la longueur minimale du voussoir est : $L_{\min} = 2$ m, et pour les voussoirs préfabriqués, la longueur ne dépasse pas les 20 cm.

Pour notre ouvrage, on prend : $L = 2$ m.

V.5.3.Les voussoirs courants

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

Pour notre cas, on prend : $L = 2.5$ m.

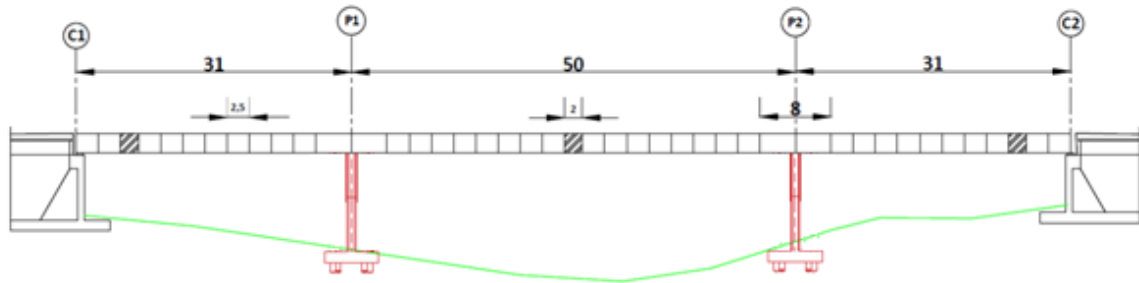
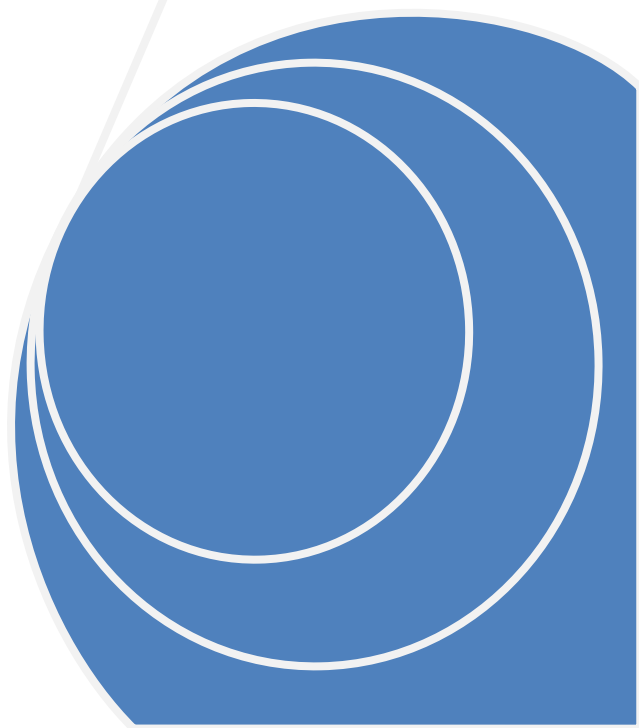


Figure II.8. Coupe longitudinale du tablier

CHAPITRE III
CHARGES ET SURCHARGES



CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

III.CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

III.1.INTRODUCTION

En phase de service, le pont doit satisfaire sa fonction porteuse en terme de résistance et de confort pendant toute sa durée d'exploitation, de ce fait on doit faire le dimensionnement afin qu'il soit capable de supporter les actions appliquées sur lui.

III.2.LES CHARGES ET LES SURCHARGES

On distingue trois types de charges agissant sur le pont

III.2.1.Les charges permanentes

Les charges permanentes sont les actions qui vont être appliqués sur le pont pendant toutes sa durée de service, elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps.

Les charges permanentes sont:

- le poids propre de la structure porteuse (poids du tablier, les piles et les câbles de précontraintes).
- Le poids des équipements fixes (poids de la Chappe, couche de roulement BB, les trottoirs, les glissières de sécurité et garde corps, poteaux d'éclairage et panneau de signalisation).
- Les déplacements des appuis (tassement).
- Les forces dues aux déformations (retrait, fluage).
- Les poussées des terres.

III.2.2.Les charges variables

Les charges variables sont les actions dont l'intensité est variables dans le temps, et de façon importante, Ces charges sont

- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc....).
- les charges d'exploitation (les différents types de véhicules)
- Les charges due aux phénomènes naturelles (la neige, le vent, le gradient de température.

III.2.3.Les charges accidentelles

Les charges accidentelles sont les actions provenant de phénomènes rares et ont une faible durée d'application. Ces actions sont

- les chocs de véhicules.
- les séismes.
- les cyclones tropicaux.
- les explosions.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

III.3.CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

III.3.1.Les charges permanentes (CP)

On a conçu le pont avec des voussoirs à hauteur constante, donc le calcul du poids propre des voussoirs dépend d'une seule section S.

$$P_{\text{voussoirs}} = S \times \gamma_{\text{béton.armé}}$$

- Voussoir sur pile: $S = 9.3475 \text{ m}^2$.
- Voussoir courant: $S = 8.5491 \text{ m}^2$.

$$P_{\text{voussoirs}} = 9.3475 \times (8 \times 2) + 8.5491 \times (27 + 27 + 42)$$

$$P_{\text{voussoirs}} = 970.28 \text{ t}$$

$$P_{\text{voussoirs}} = 8.664 \text{ t/ml}$$

III.3.2.Les charges complémentaires permanentes(CCP)

- **Poids du revêtement**

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 7 cm d'épaisseur placée sur le tablier :

$$(L = 14.0 \text{ m}, \gamma_{\text{BB}} = 2,4 \text{ t/m}^3).$$

$$P_{\text{rev}} = 14.0 \times 0.07 \times 2.4$$

$$P_{\text{rev}} = 2.352 \text{ t/ml.}$$

- **Glissières de sécurité de pont**

Les glissières souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants leurs poids est pris égal :

$$P_{\text{gl}} = 0,06 \text{ t/m.}$$

$$P_{\text{gli}} = 0.12 \text{ t/ml}$$

- **Poids Garde corps**

Le poids d'un garde corps est estimé à 0,1 t/m ; donc :

$$P_{\text{gc}} = 0,2 \text{ t/m}$$

Donc les compléments des charges permanentes sont :

$$\text{CCP} = 2.612 \text{ t/ml.}$$

- **Poids total du tablier:**

$$P_{\text{tot}} = \text{CCP} + \text{CP}$$

$$P_{\text{tot}} = 24.27 \text{ t/ml.}$$

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

III.4.CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES

Les charges à utiliser dans le dimensionnement sont définies dans le **RCPR**, qui sont les suivantes :

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

III.4.1.Système de charge A (l)

D'après le RCPR, le système de charge A(l) est une surcharge donnée en fonction de la longueur chargée l appliquée sur surface roulable du pont, elle est donnée par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12} \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right)$$

La valeur de A(l) obtenue par la formule ci-dessus doit être multipliée par des coefficients a_1 et a_2 , qui sont définies dans le RCPR en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées.

La classe du pont

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur roulable est de 13.5m

On distingue trois classes de ponts en fonction de leurs largeurs roulables (RCPR)

- $L_r \geq 7,00\text{m}$ Un pont de 1^{ère} classe.
- $5,50\text{ m} < L_r < 7,00\text{m}$ Un pont de 2^{ème} classe
- $L_r \leq 5,50\text{m}$ Un pont de 3^{ème} classe

.Alors, le présent pont est de 1^{ère} classe.

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m, le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable est de 12.5m.

Nombre de voies

Pour les ponts de 1^{ère} classe, La largeur réglementaire d'une voie est de 3.5 m, , alors pour ce pont, chaque sens de circulation est constitué de 3 voies de 3,5 m et une bande d'arrêt d'urgence de 2.5 m.

Le coefficient a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

Tableau III.1.Valeurs du coefficient a1

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{ère}	1.00	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0,9	-	-	-
	3 ^{ème}	0,9	0,8	-	-	-

$$A_1 = \begin{cases} a_1 * A(l). \\ 0.4 - 0.002 * l. \end{cases}$$

La charge obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v étant la largeur d'une voie égale à 3,50 m.

v_0 ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau III.2.Valeurs du V_0

Classe de pont	v_0
première classe	3,50 m
Deuxième classe	3,00 m
troisième classe	2,75 m

La valeur finale de la charge A(L) est obtenue par la formule suivante:

$$A(L)_i = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_c$$

Avec: L_c : est la largeur chargée. Alors les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.3.Valeurs de A(L) pour les cas possible.

Cas N°	L(m)	0.4-0.00021 (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)
1	31	0,394	1,067	3,735	7,470	10,085	14.41
2	81	0,384	0,617	2,160	4,320	5,832	8.33
3	112	0,378	0,520	1,821	3,642	4,917	7.02
4	50	0,39	0,811	2,837	5,675	7,661	10.94
5	62	0,388	0,716	2,508	5,015	6,771	9.67

III.4.2. Système de chargement B

Le système de charges B est constitué de trois types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

III.4.2.1. Surcharge B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- ❖ Masse portée par chacun des deux essieux arrière12 t.
- ❖ Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- ❖ Longueur d'encombrement10,5 m.
- ❖ Largeur d'encombrement2,5 m.
- ❖ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière4,5 m.
- ❖ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2 m.

La disposition des camions sur le pont est donnée dans le **RCPR**

Disposition longitudinale

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front. Tous les camions étant orientés dans le même sens.

Disposition transversal

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation , et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré .c'est le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

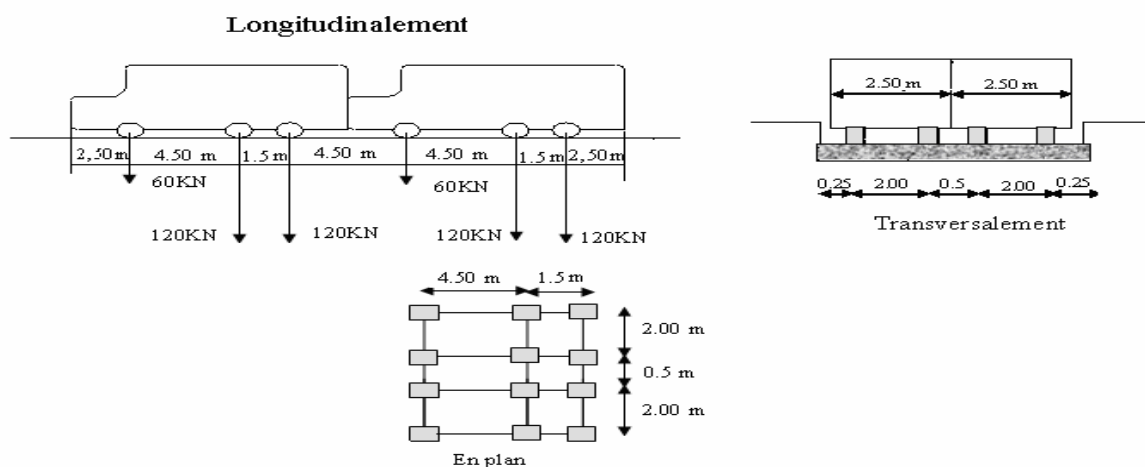


Figure III.1. Dimensions du système B_c.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de la charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.4.Valeurs du coefficient b_c .

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Coefficients de majorations dynamiques

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

On doit calculer le coefficient de majoration dynamique pour tous les cas possible afin de trouver la valeur maximale. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les valeurs de δ_{bc} pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Valeurs de δ_{bc} .

	L(m)	G(t)	$S_1(t)$	$S_2(t)$	$S_3(t)$	δ_{1v}	δ_{2v}	δ_{3v}
1	31	268.22	72	132	171	1,093	1,121	1,138
2	81	702.06	72	132	171	1,038	1,050	1,058
3	112	970.28	72	132	171	1,028	1,037	1,042
4	50	433.85	72	132	171	1,060	1,079	1,090
5	62	536.42	72	132	171	1,049	1,065	1,074

Le système B_c est majoré par $\delta = 1.138$.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

III.4.2.2. Surcharge B_t

Le système B_t est un tandem qui comporte deux essieux ($2 \times 16 \text{ t}$), à roues simples munies de pneumatiques.

D'après **RCPR**, pour les ponts supportant deux voies ou plus, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.6.Coefficient b_t

Classe du Pont	1	2
B_t	1	0,9

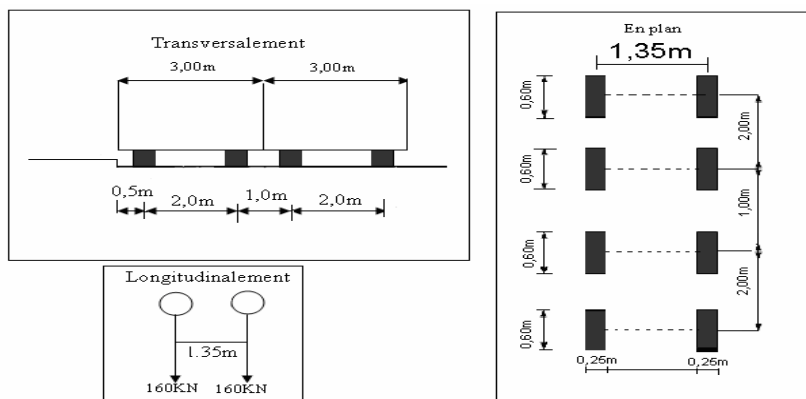


Figure III.2.Dimensions du système B_t .

Coefficients de majorations dynamiques

Les valeurs de δ_{bt} pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.7.Valeurs de δ_{bt} .

	L(m)	G(t)	$S_1(t)$	$S_2(t)$	δ_{1v}	δ_{2v}
1	31	268.22	32	64	1,073	1,089
2	81	702.06	32	64	1,030	1,037
3	112	970.28	32	64	1,022	1,027

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

4	50	433.85	32	64	1,047	1,058
5	62	536.42	32	64	1,039	1,047

Le système Bt est majoré par $\delta=1.089$

III.4.2.3.Surcharge B_r

Ce système de charge est l'assimilation d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

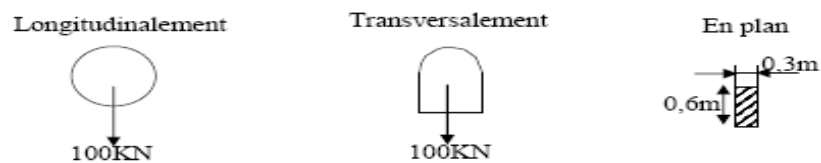


Figure III.3. Dimensions du système Br.

Les valeurs de δ_{br} pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.8.Valeurs de δ_{br} .

	L(m)	G(t)	S	d
1	31	268.22	10	1,061
2	81	702.06	10	1,025
3	112	970.28	10	1,019
4	50	433.85	10	1,040
5	62	536.42	10	1,033

Le système Br est majoré par $\delta=1.061$

III.4.2.4.Surcharges militaires M_c 120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal: un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille: 6,10m.

Largeur d'une chenille : 1,00m

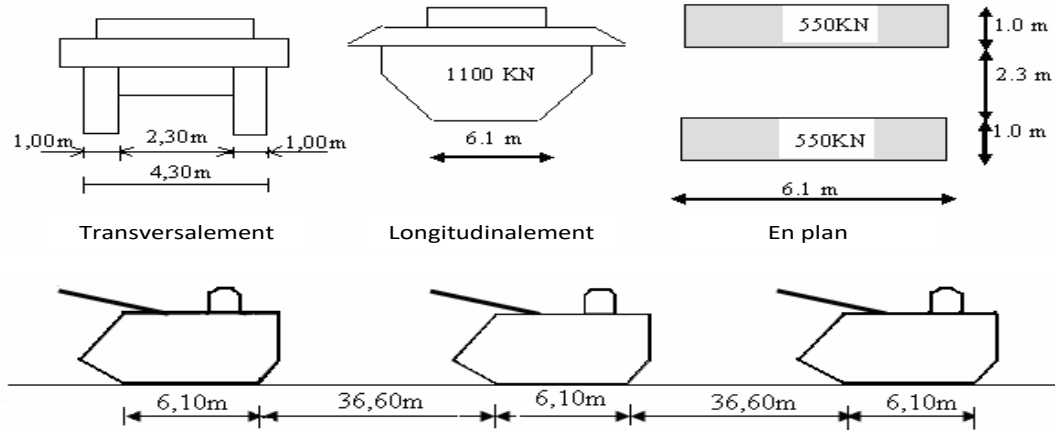


Figure III.4. Dimensions du convoi Mc120

Les valeurs de δMC_{120} pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Valeurs de δMC_{120} .

	L(m)	G(t)	S	d
1	31	268.22	110	1,111
2	81	702.06	220	1,067
3	112	970.28	220	1,049
4	50	433.85	220	1,104
5	62	536.42	220	1,086

Le convoi MC_{120} est majoré par $\delta=1.111$

III.4.2.5. Convoie exceptionnelle D240

Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

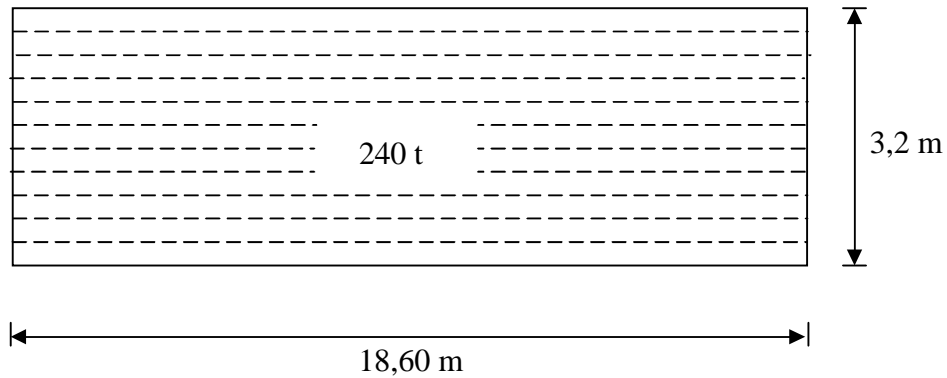


Figure III.5. Dimensions du convoi D240.

III.4.3. Le Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent, dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 N/m² selon le RCPR).

- > P = 2 KN/ m² pour les ouvrages en service.
- > P = 1,25 KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction.

III.4.4. Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, et on a Pour la région de RAS EL-AYOUN $\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}$.

- **Forces de freinage**

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée pour les systèmes A et Bc sont qui sont susceptibles de développer des actions de freinage.

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

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

S : la surface chargée en mètre carré ($S = 12.5 \times 112 = 1400 \text{ m}^2$)

$A(l) = 14.41 \text{ t/ml}$ « le cas le plus défavorable »

$$F = \frac{1}{20 + (0.0035 \times 1400)} \cdot (14.41 \times 1400)$$

F = 810.2 KN

Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids 30t.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

- **Le séisme**

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dimensionnement sera fait en se basant sur des dispositions tel que : son effet peut être appliqué n'importe où, et son intensité ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II a : sismicité moyenne.

Zone II b : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en **zone I**.

COMBINAISONS DE CHARGES

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Valeurs des coefficients de majorations

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Système BC	1,6	1,2
Système Bt	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1
Température (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	1
Freinage	1,6	1,2

Les combinaisons mentionnées ne sont pas considérer simultanément, seul qui apparaissent comme les plus défavorables qui sont à étudier.

CHAPITRE III CHARGES ET SURCHARGES

Tableau III.11. Tableau des combinaisons.

Action prépondérante	Combinaisons		Numéro
ELU	FONDAMENTALE	1,35G+1,6A(l)	1
		1,35G +1,6BC	2
		1,35G +1,6Bt	3
		1,35G +1,35MC120	4
		1,35G +1,35D240	5
		1,35G+1.35Q _r +1,5W	6
		1,35G+1,5W	7
	ACCIDENTELLE	1,35G+0.6Q _r +Ad	8
		1,35G+Ad	9
	EQUILIBRE STATIQUE	1,1G+1.5Q _r +0.8T+0,65 ΔT	10
		1,1G+1.5Q _{rp} +0.8T+0,65 ΔT	11
		1,35G+0.6Q _r +Ad+0.6T	12
ELS	RARES	G +1,2A(l) +0.6T+0,5 ΔT	13
		G +1,2BC +0.6T+0,5 ΔT	14
		G + MC120+0.6T+0,5 ΔT	15
		G + D240+0.6T+0,5 ΔT	16
		G +T	17
		G +ΔT	18
		G +W	19
		G +T	20
	FREQUENTS	G+0.6+0.6T+0,5 ΔT	21
	QUASI PERM	G	22

CHAPITRE IV
ETUDE DE FLEAU



IV.CHAPITRE IV : ETUDE DE FLEAU

IV.1.INTRODUCTION

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

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

IV.2.METHODE DE CONSTRUCTION

Le tablier est construit par encorbellement de voussoirs successifs à partir des piles. Les voussoirs préfabriqués sont transportés sur le lieu, par un engin en correspondance de la pile, position alternativement aux extrémités des encorbellements et rendus solidaires au moyen de la précontrainte.

On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction.

Phase 1 :

La construction du fléau a partir de la pile P1

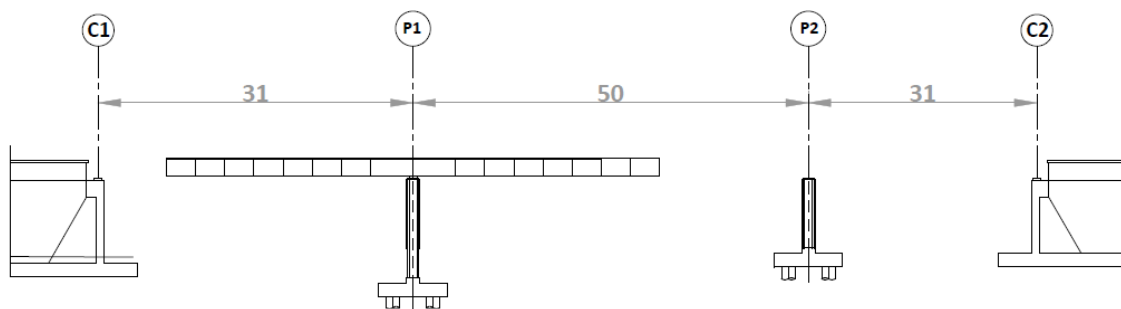


Figure IV.1.Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1

Phase 2 :

La construction de la partie coulée sur cintre près de la culée C1

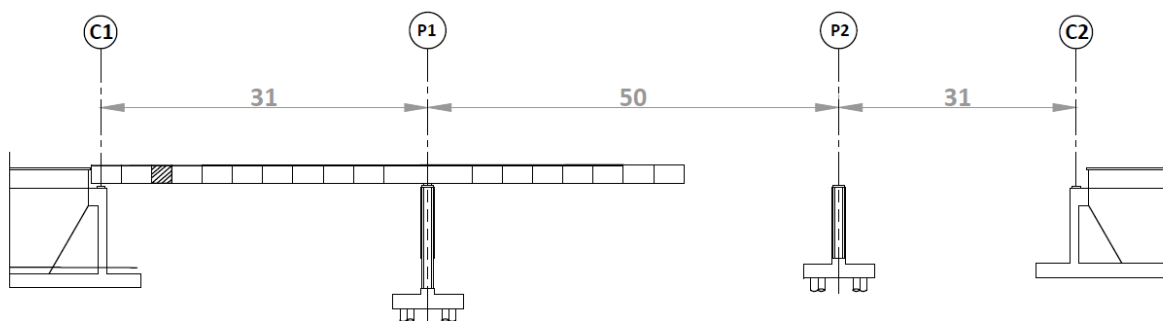


Figure IV.2.Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1)

CHAITRE IV ETUDE DE FLEAU

Phase 3 :

La construction du 2^{ème} fléau a partir de la pile P2

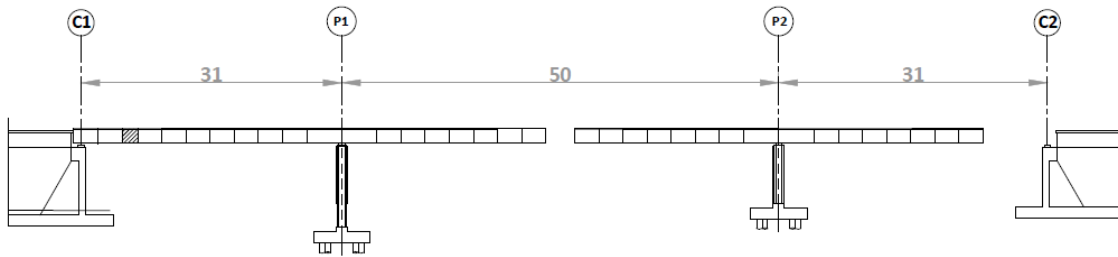


Figure IV.3. Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2

Phase 4 :

La construction de la partie coulée sur cintre près de la culée C1

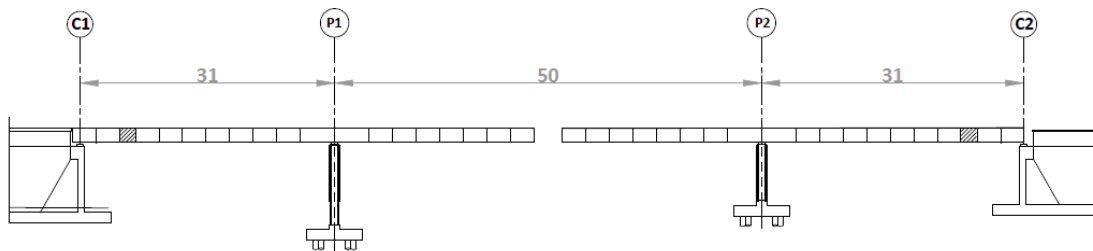


Figure IV.4. Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2).

Phase 5 :

Clavage de la travée central (P1-P2)

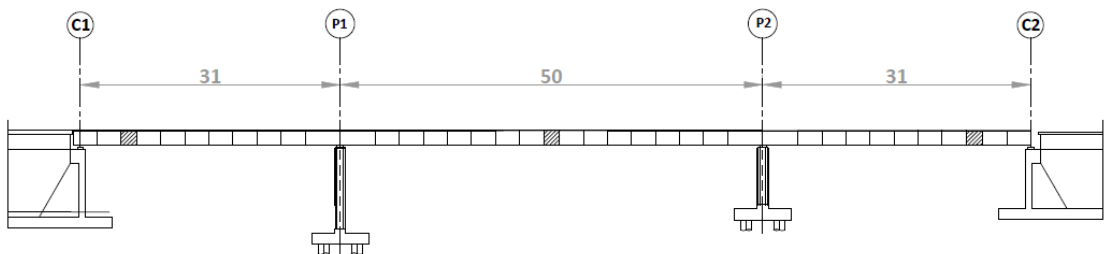


Figure IV.5. Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).

IV.3. CALCUL DES EFFORTS

L'ouvrage est modélisé par un portique dans sa phase de construction, le tablier travaille comme une bi-console

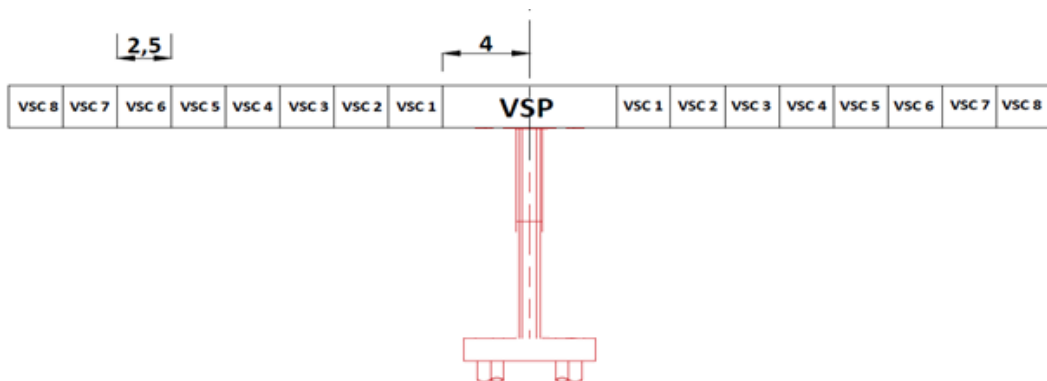


Figure IV.6. La distribution des voussoirs sur la pile

CHAITRE IV ETUDE DE FLEAU

Les efforts appliqués sur le fléau sont dus aux :

- Poids propre du fléau (P).
- Charges de chantier aléatoires (Qpra1, Qpra2).
- Actions accidentelles (Fa)

IV.3.1.Efforts dus au poids propre (G)

L'étude sera faite juste pour 1/2 fléau.

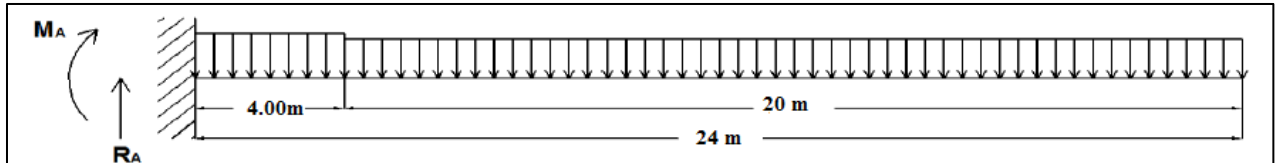


Figure IV.7.Charges permanentes.

Les charges permanentes et le poids propre des voussoirs sont calculés a partir de ces deux formules suivantes :

$$G \text{ (KN/ml)} = S \times \gamma_b$$

$$P \text{ (KN)} = G \times L$$

Tels que :

- S : la section du voussoir ($S_{\text{Pile}} = 9.35 \text{ m}^2$, $S_{\text{Clef}} = 8.55 \text{ m}^2$).
- γ_b : la masse volumique du béton ($\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$).
- L : la longueur des voussoirs ($L_{\text{Pile}} = 8 \text{ m}$, $L_{\text{Courant}} = 2.5 \text{ m}$).

Dans notre cas

$$G_{\text{Pile}} = 9.35 \times 25 = 233.75 \text{ KN/ml} \rightarrow P_{\text{Pile}} = 233.75 \times 8 = 1870 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Courant}} = 8.55 \times 25 = 213.75 \text{ KN/ml} \rightarrow P_{\text{Courant}} = 213.75 \times 2.5 = 534.375 \text{ KN}$$

Par le principe de la coupe, on détermine les différentes équations des sollicitations (M, V).

L'effort tranchant (V)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 20\text{m}] : V(x) = x \times G_{\text{Courant}}$$

$$V(x) = 213.75 \times x$$

$$\text{Pour } x \in [20 ; 24 \text{ m}] : V(x) = G_{\text{Courant}} \times 20 + G_{\text{Pile}} \times (x - 20)/2$$

$$V(x) = 213.75 \times 20 + 233.75 \times (x - 20)/2$$

Le moment fléchissant (M)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 20] : M(x) = (G_{\text{courant}} \times x^2) / 2$$

$$M(x) = (213.75 \times x^2) / 2$$

$$\text{Pour } x \in [20 ; 24] : M(x) = -G_{\text{Pile}} \times (x-20)^2/2 - (G_{\text{Courant}} \times (20)^2)/2$$

$$M(x) = -233.75 \times (x-20)^2/2 - (213.75 \times (20)^2)/2$$

IV.3.2.Efforts dus aux surcharges du chantier

Les charges du chantier qui seront appliquées sur les fléaux prennent en considération le type de fabrication des voussoirs (coulés sur place ou bien préfabriqués), et pour notre cas, on va prendre les types des charges des ponts construits avec voussoirs préfabriqués.

IV.3.2.1.Surcharges réparties

La charge répartie (Q_{pra1}) sur un demi-fléau, vaut 200 N/m², car on a des portées inférieures à 200 m.

La section du caisson ayant une largeur de hourdis supérieure égale à : 14.5 m. Alors :

$$Q_{pra1} = 0,2 \times 14,5 = 2,9 \text{ KN/ml}$$

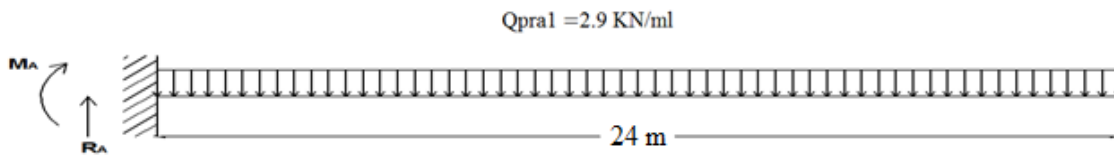


Figure IV.8.Surcharges réparties du chantier.

L'effort tranchant (V)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] \quad V(x) = Q_{pra1} \times x \rightarrow V(x) = 2,9 \times x$$

Le moment fléchissant (M)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] : M(x) = (Q_{pra1} \times x^2) / 2$$

$$M(x) = (2,9 \times x^2) / 2$$

IV.3.2.2.Surcharges concentrées

La charge concentrée au bout du dernier voussoir à une valeur de $(50+5b)$ KN, b étant la largeur du hourdis supérieur de caisson exprimée en mètre, cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel ...etc.

$$Q_{pra2} = 50 + 5 \times 14,5 = 122,5 \text{ KN}$$

$$Q_{pra2} = 122,5 \text{ KN}$$

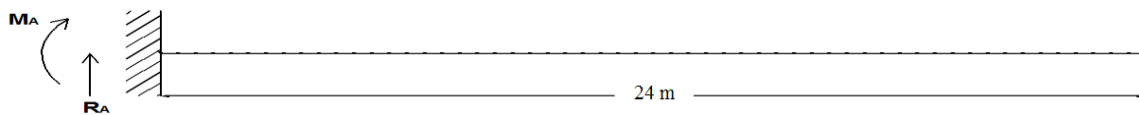


Figure IV.9.Surcharges concentrées.

➤ L'effort tranchant (V)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] \quad V(x) = Q_{pra2} \rightarrow V(x) = 122,5 \text{ KN}$$

➤ Le moment fléchissant (M)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] \quad M(x) = Q_{pra2} \times x \rightarrow M(x) = 122,5 \times x$$

IV.3.3.Efforts dus aux surcharges accidentelles

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels par exemple la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours de manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié un coefficient de majoration dynamique égal à 2.

$$\text{On a: } F_A = 534,375 \text{ KN}$$

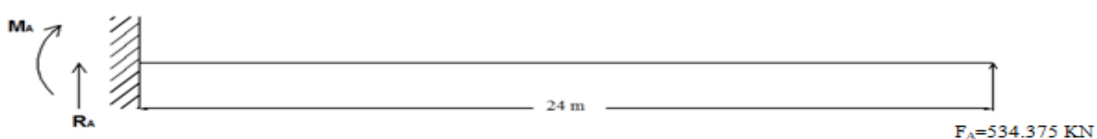


Figure IV.10.Surcharges accidentelles.

CHAITRE IV ETUDE DE FLEAU

L'effort tranchant (V)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] : V(x) = -F_A \rightarrow V(x) = 534.375 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant (M)

$$\text{Pour } x \in [0 ; 24 \text{ m}] : M(x) = F_A \times x \rightarrow M(x) = 534.375 \times x$$

IV.4.ÉTUDE DE LA STABILITE DU FLEAU EN COURS DE REALISATION

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux. La stabilité d'un fléau en cours de construction est basée sur la dernière phase de la mise des voussoirs (La pose de la dernière paire de voussoirs). La valeur maximale du moment fléchissant et de l'effort tranchant sera au niveau de l'encastrement ($x=24$ m).

IV.4.1.Combinaisons de charges

Selon le guide SETRA (Pont en béton précontraint réalisé par encorbellement successif 2003), on distingue deux types de combinaisons de charges qui dépendent du mode construction (coulé sur place ou préfabriqué). Pour notre cas, on a des voussoirs préfabriqués.

Les deux types de combinaisons sont :

Type A (situation fondamentale)

$$1,1 (G_{\max}) + 1,25 (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}) \dots\dots\dots(\text{CF01})$$

$$0,9 (G_{\max}) + 1,25 (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}) \dots\dots\dots(\text{CF02})$$

Type B (situation accidentelle)

$$1,1 (G_{\min}) + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + F_A \dots\dots\dots(\text{CA01})$$

$$0,9 (G_{\min}) + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + F_A \dots\dots\dots(\text{CA02})$$

Tels que : $G_{\max} = 1,02 G$; $G_{\min} = 0,98 G$

Tableau IV.1.Moment fléchissant et effort tranchant.

X(m)	Poids propre(G)		Qpra1		Qpra2		Surcharges accidentelles	
	V [KN]	M [KN.m]	V [KN]	M [KN.m]	V [KN]	M [KN.m]	V [KN]	M [KN.m]
0	0,00	0,00	0,00	0,00	122,50	0,00	-534,38	0,00
2,5	534,38	-667,97	7,25	-9,06	122,50	-306,25	-534,38	-1335,94
5	1068,75	-2671,88	14,50	-36,25	122,50	-612,50	-534,38	-2671,88
7,5	1603,13	-6011,72	21,75	-81,56	122,50	-918,75	-534,38	-4007,81
10	2137,50	-10687,50	29,00	-145,00	122,50	-1225,00	-534,38	-5343,75
12,5	2671,88	-16699,22	36,25	-226,56	122,50	-1531,25	-534,38	-6679,69
15	3206,25	-24046,88	43,50	-326,25	122,50	-1837,50	-534,38	-8015,63
17,5	3740,63	-32730,47	50,75	-444,06	122,50	-2143,75	-534,38	-9351,56
20	4275,00	-42750,00	58,00	-580,00	122,50	-2450,00	-534,38	-10687,50
24	5484,94	-59394,40	69,60	-835,20	122,50	-2940,00	-534,38	-12825,00

CHAITRE IV ETUDE DE FLEAU

Tableau IV.2. Combinaisons des charges

Combinaisons des charges							
EFFORT TRANCHANT (KN)				MOMENT FLECHISSANT (KN.m)			
CAS FONDAMENTALE 1	CAS FONDAMENTALE 2	CAS ACCIDENTELLE 1	CAS ACCIDENTELLE 2	CAS FONDAMENTALE 1	CAS FONDAMENTALE 2	CAS ACCIDENTELLE 1	CAS ACCIDENTELLE 2
153,13	153,13	-411,88	-411,88	0,00	0,00	0,00	0,00
761,76	652,74	171,43	66,69	-1143,60	-1007,34	-2371,32	-2240,40
1370,39	1152,36	754,74	545,26	-3808,78	-3263,72	-6200,91	-5677,22
1979,02	1651,98	1338,04	1023,83	-7995,54	-6769,15	-11488,76	-10310,46
2587,65	2151,60	1921,35	1502,40	-13703,88	-11523,63	-18234,88	-16140,13
3196,28	2651,22	2504,66	1980,97	-20933,79	-17527,15	-26439,26	-23166,21
3804,91	3150,84	3087,96	2459,54	-29685,28	-24779,72	-36101,91	-31388,72
4413,54	3650,46	3671,27	2938,11	-39958,35	-33281,34	-47222,82	-40807,65
5022,18	4150,08	4254,58	3416,68	-51753,00	-43032,00	-59802,00	-51423,00
6394,22	5275,30	5570,49	4495,44	-71359,52	-59243,06	-80627,36	-68986,06

Le moment maximal qui va être utilisé dans le calcul de la précontrainte égal à :

$$M_{max} = -80627.36 \text{ KN.m}$$

La réaction maximale à la tête de la pile égale à : $V_{max} = 6394.22 \text{ KN}$

Le moment de renversement à la tête de la pile vaut :

$$MR = 80627.36 - 59802 = 20825.36 \text{ KN.m}$$

Tels que :

- 59802 KN.m est le moment à l'autre côté du fléau.
- $V_R = 6394.22 - 5022.18 = 1372.04 \text{ KN}$.
- 1372.04 KN représente la différence d'effort tranchant à la tête de la pile entre les deux côtés du fléau.

IV.5. STABILITE DES FLÉAUX

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire

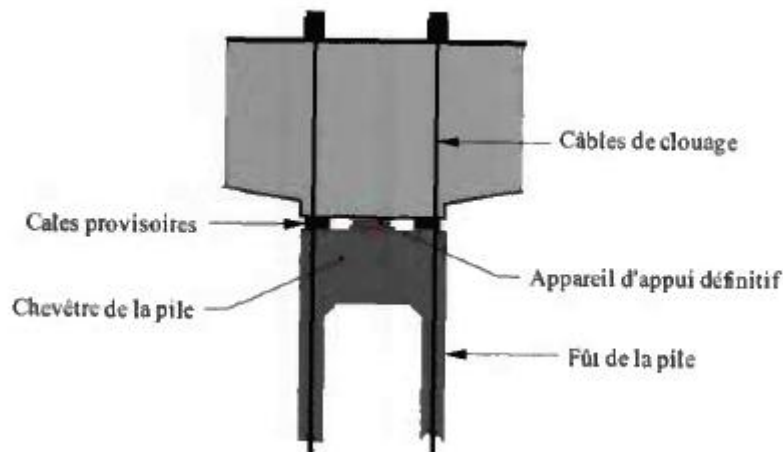


Figure IV.11. Coupe du VSP avec ses câbles de clouage

Calcul le nombre des câbles (situation fondamentale)

$$\frac{M}{N} = \frac{20825.36}{1372.04} = 15.17 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{3}{2} = 2$$

CHAITRE IV ETUDE DE FLEAU

$\frac{M}{N} > \frac{e}{2} \rightarrow$ Donc il est nécessaire d'assurer la stabilité du fléau par des câbles de clouage

Pour calculer le nombre des câbles, on a :

$$n = \frac{\frac{M_R}{e} - \frac{V_R}{2}}{(1 - p) \times \sigma_{p0} \times s}$$

Tels que :

- $p = 25\%$ (Pourcentage des pertes).
- $\sigma_{p0} = \min(0,8F_{prg}, 0,9F_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = \min(0,8 \times 1770 ; 0,9 \times 1583) \rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$
- $s = 1668 \text{ mm}^2$ (Surface d'un câble 12T15s)

$$n = \frac{\left(\frac{20825.36}{3} - \frac{1372.04}{2}\right) \times 10^3}{(1 - 0.25) \times 1416 \times 1668} = 3.53$$

Donc On prend : $n = 4$ câbles 12T15 (2 câbles à droite et 2 câbles à gauche).

**CHAPITRE V
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**



V.CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

Le câblage du fléau assure la reprise des sollicitations se développant au cours de la construction des fléaux, et, en particulier, de la majeure partie des moments négatifs totaux se développant au voisinage des appuis intermédiaires. Il sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

V.1.1.Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} \text{ avec } P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Ou :

- **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.
- **d** : distance d'enrobage.
- **I** : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- **e** : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- **M** : Moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- **S** : La section du voussoir sur l'axe de la pile
- **F_{prg}** = 1770 MPa (Câble T15S)
- **F_{peg}** = 1573 MPa (Câble T15S)
- Section du câble $A_p = 1800 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$.
- σ_{p0} : La tension d'origine $\sigma_{p0} = \min(0.8 F_{prg}; 0.9 F_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = 1415.7 \text{ MPa}$
- **P₀** : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15S peut créer

$$\sigma_{P_0} = P_0/S \rightarrow P_0 = \sigma_{P_0} \times S_p$$

$$\rightarrow P_0 = 1416 \times 1.8 = 2548.26 \text{ KN.}$$

Concernant les pertes de charge on a estimé : $\Delta P = 25 \% P_0$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

$$S_p = 9.35 \text{ m}^2, \quad V'p = 1.36 \text{ m}, \quad I_p = 6.09 \text{ m}^4$$

$$e = V - d \rightarrow \text{on prend : } d = 0,25\text{m} \rightarrow e = 1.36 - 0,25 \rightarrow e = 1.11 \text{ m.}$$

$$P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}} = \frac{80627.36 \times \frac{0.84}{6.09}}{\frac{1}{9.35} + \frac{0.59 \times 0.84}{6.09}} = 59050.31 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} = \frac{59050.31}{0.75 \times 2548.26} \quad N \geq 30.9 \rightarrow N = 32 \text{ cable}$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Soit ci-dessous le nombre nécessaire de câbles pour chaque caisson :

Tableau V.1. Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V _i (m)	e _i (m)	M _i (KN.m)	P _i (t)	N _i =P _i /P ₀	Nchoisi
0	6,09	9,35	0,84	0,59	80627,36	59050,31	30,90	-
4	6,09	9,35	0,84	0,59	59802	43798,12	22,92	32
6,5	5,06	8,55	0,74	0,49	47222,82	36614,01	19,16	28
9	5,06	8,55	0,74	0,49	36101,91	27991,46	14,65	24
11,5	5,06	8,55	0,74	0,49	26439,26	20499,57	10,73	20
14	5,06	8,55	0,74	0,49	18234,88	14138,34	7,40	16
16,5	5,06	8,55	0,74	0,49	11488,76	8907,76	4,66	12
19	5,06	8,55	0,74	0,49	6200,91	4807,85	2,52	8
21,5	5,06	8,55	0,74	0,49	2371,32	1838,59	0,96	4
24	5,06	8,55	0,74	0,49	0	0	0	2

V.1.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir

Le moment fléchissant est maximale au niveau de l'encastrement et décroît à partir de ce point, selon le guide SETRA il est permis d'arrêter deux ou quatre câbles par voussoir (on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme pour éviter de créer une torsion)

Cette disposition des câbles permet de standardiser le ferrailage des voussoirs

Tableau V.2. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.

N du voussoir	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Nbre câble/v	4	4	4	4	4	4	4	2	2

V.1.3. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre deux câbles $e_h \geq \varnothing_g \Rightarrow e_h = 10 \text{ cm}$.
- L'espacement verticale entre deux câbles $e_v \geq \varnothing_g \Rightarrow e_v = 10 \text{ cm}$.
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \varnothing, d) \Rightarrow C = 10 \text{ cm}$

Tels que :

- a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
- \varnothing : diamètre de la gaine = 8 cm.
- d : 4 cm pour les ouvrages courants.

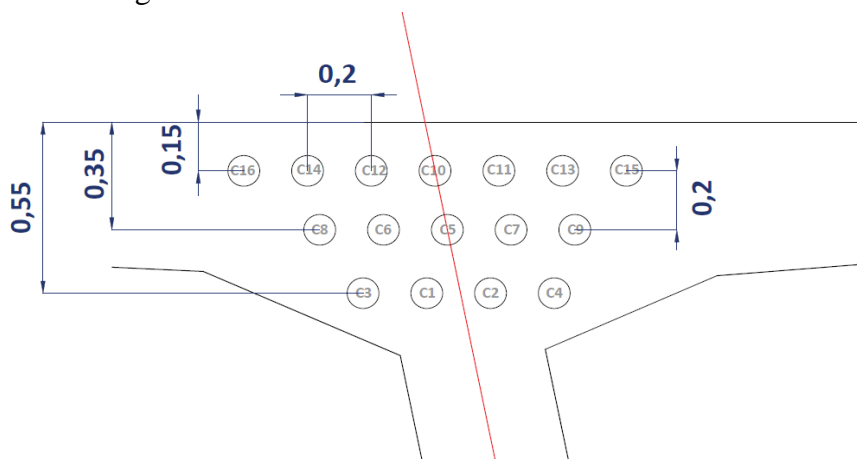


Figure V.1. Nombre des câbles du demi-fléau par gousset

V.1.4.Tracé des câbles en élévation

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

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

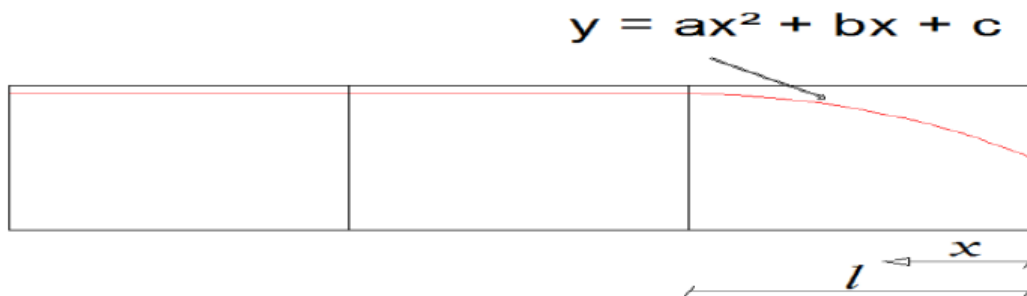


Figure V.2.Allure des câbles du fléau en élévation.

En respectant les conditions aux limites, l'équation devient :

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

- d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- d_0 : Distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

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

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

R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15s, $R_{\min} = 5$ m.

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal (l'angle de déviation)

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

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

- **Exemple de calcul (étude des câbles n° : 1,2 (cas du VSP))**

Dans ce voussoir, on a arrêté quatre câbles soit deux par âme

On a : $d_0 = 0.55$ m, alors on cherche d_1 en respectant le rayon minimum $R_{\min} = 5$ m.

$$R_c(l) = \frac{l^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min} \rightarrow d_1 \leq \frac{l^2}{2R_{\min}} + d_0 \rightarrow d_1 \leq \frac{4^2}{2 \times 5} + 0.55 \rightarrow d_1 \leq 2.15$$

On prend : $d_1 = 1.2$ m

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Pour les 2 câbles on doit choisir deux valeurs de d_1 qui respecte la condition du R_{min} , avec un espacement de 0,2 m entre chacun.

$d(C1) = 1$ m, $d(C2) = 1.2$ m

- **Vérification des rayons**

$$R_{c1}(x) = \frac{4^2}{2(1.2 - 0.55)} = 12.3 \geq 5 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$R_{c2}(x) = \frac{4^2}{2(1 - 0.55)} = 17.78 \geq 5 \rightarrow \text{vérifié}$$

- **Angle de déviation**

$$\alpha(C1) = \arctan\left(2(1.2 - 0.55) \frac{4}{4^2}\right) = 0.31$$

$$\alpha(C2) = \arctan\left(2(1 - 0.55) \frac{4}{4^2}\right) = 0.22$$

- **Equation de la déviation**

$$Y_{c1}(x) = 0.55 + (1.2 - 0.55) \frac{x^2}{4^2} = 0.55 + 0.04x^2$$

$$Y_{c2}(x) = 0.55 + (1 - 0.55) \frac{x^2}{4^2} = 0.55 + 0.028x^2$$

Tableau V.3. Paramètre du tracé des câbles en élévation.

N° voussoirs	N° câbles	L(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	(rad)	Equation $y(x)$
1/2VSP	1	4	0,55	1,2	0,31	$0,55+0,04x^2$
1/2VSP	2	4	0,55	1	0,22	$0,55+0,02x^2$
VSC1	3	2,5	0,55	1,2	0,48	$0,55+0,104x^2$
VSC1	4	2,5	0,55	1	0,35	$0,55+0,072x^2$
VSC2	5	2,5	0,35	1,2	0,60	$0,35+0,136x^2$
VSC2	6	2,5	0,35	1	0,48	$0,35+0,104x^2$
VSC3	7	2,5	0,35	1,2	0,60	$0,35+0,136x^2$
VSC3	8	2,5	0,35	1	0,48	$0,35+0,104x^2$
VSC4	9	2,5	0,35	1,2	0,60	$0,35+0,136x^2$
VSC4	10	2,5	0,15	1	0,60	$0,15+0,136x^2$
VSC5	11	2,5	0,15	1,2	0,70	$0,15+0,68x^2$
VSC5	12	2,5	0,15	1	0,60	$0,15+0,136x^2$
VSC6	13	2,5	0,15	1,2	0,70	$0,15+0,168x^2$
VSC6	14	2,5	0,15	1	0,60	$0,15+0,136x^2$
VSC7	15	2,5	0,15	1	0,60	$0,15+0,136x^2$
VSC8	16	2,5	0,15	1	0,60	$0,15+0,136x^2$

V.1.1.Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. On adopte un tel tracé pour réduire au maximal la composante transversale de l'effort de précontrainte.

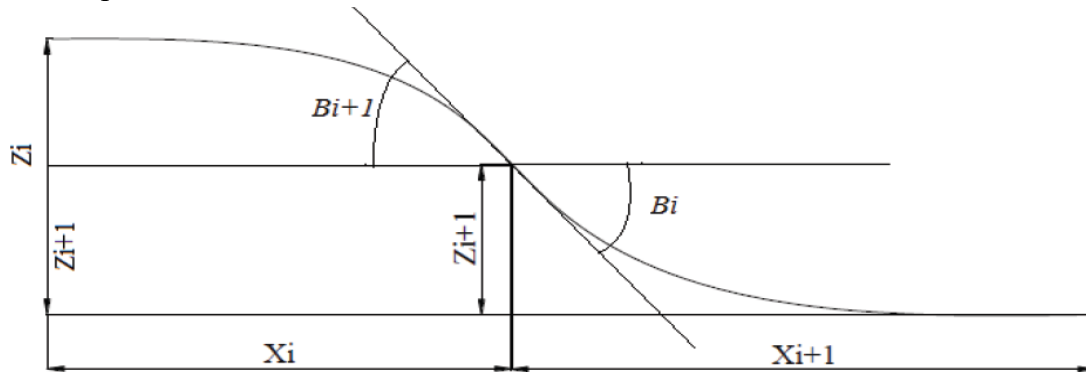


Figure V.3.Câblage en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

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:

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

L'inclinaison :

$$\beta_i = \text{Arctan} \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \beta_{i+1} = \text{Arctan} \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

Avec :

- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage
- R_i : Le rayon de courbure dans la première section.
- R_{i+1} : Le rayon de courbure dans la deuxième section.

N.B : -Les câbles 5 et 10 ne subissent aucune déviation en plan

$-Z_i$ est positive dans le cas où le câble se situe à droite de l'axe de l'âme et négative s'il est à l'intérieur

Exemple d'application : Etude du câble N° 2

$L = 4 \text{ m}$; $Z_i = -0,2$; $Z_{i+1} = -0,1$, $X_i = 2 \text{ m}$; $X_{i+1} = 2 \text{ m}$.

- **Les rayons :** $R_i = \frac{(2)^2}{2(-0,2+0,1)} = -20\text{m}$ $R_{i+1} = \frac{(2)^2}{2(-0,2+0,1)} = -20\text{m}$
- **Les inclinaisons :** $\beta_{i+1} = \beta_i = \text{Arctan} \frac{2(-0,2+0,1)}{2} = -0,099\text{rad}$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- **L'équation de la parabole :** $Z(x) = -0.1 + (-0.1 + 0.2)\left(\frac{x}{4}\right)^2 = -0.1 + 0.006x^2$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Paramètres du tracé des câbles du fléau en plan.

N° de vous	N° de câble	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i (m)	X _{i+1} (m)	R _i (m)	β _i	Eq de la courbure
1/2VSP	1	-0,1	0	2	2	-20	-0,0997	-0,006x ²
1/2VSP	2	0,1	0	2	2	20	0,0997	0,006x ²
VSC1	3	-0,3	-0,15	1,25	1,25	-5,21	-0,2355	-0,3-0,024x ²
VSC1	4	0,3	0,15	1,25	1,25	5,21	0,2355	0,3+0,024x ²
VSC2	5	0	0	0	0	0	0	0
VSC2	6	-0,2	-0,1	1,25	1,25	-7,81	-0,1587	-0,2-0,016x ²
VSC3	7	0,2	0,1	1,25	1,25	7,81	0,1587	0,2+0,016x ²
VSC3	8	-0,4	-0,2	1,25	1,25	-3,91	-0,3097	-0,4-0,032x ²
VSC4	9	0,4	0,2	1,25	1,25	3,91	0,3097	0,4+0,032x ²
VSC4	10	0	0	0	0	0	0	0
VSC5	11	0,2	0,1	1,25	1,25	7,81	0,1587	0,2+0,016x ²
VSC5	12	-0,2	-0,1	1,25	1,25	-7,81	-0,1587	-0,2-0,016x ²
VSC6	13	0,4	0,2	1,25	1,25	3,91	0,3097	0,4+0,032x ²
VSC6	14	-0,4	-0,2	1,25	1,25	-3,91	-0,3097	-0,4-0,032x ²
VSC7	15	0,6	0,3	1,25	1,25	2,60	0,4475	0,6+0,048x ²
VSC8	16	-0,6	-0,3	1,25	1,25	-2,60	-0,4475	-0,6-0,048x ²

V.2. Le contrôle de la géométrie du fléau

Un fléau est constitué de plusieurs voussoirs, fabriqués, posés et mis en charge à des âges différents, avec un matériau dont les caractéristiques varient dans le temps et il est important de prévoir avec précision quelle sera la déformation de la console de façon à mettre en œuvre la contre-flèche adéquate.

Quand la structure est isostatique, la déformée de l'encorbellement est due :

- au poids de la poutre en béton.
- au poids de l'équipage mobile ou de l'équipement de pose.
- à la précontrainte de fléau.

À la déformée instantanée s'ajoutent l'effet du fluage du béton et celui des pertes différées de la précontrainte. Il est donc nécessaire de prévoir une contre flèche pour compenser ces différents types de déformations.

- **Déformée due au poids propre des voussoirs**

On a

$$EIY'' = -Mz \rightarrow Y = \iint \frac{-Mz}{EI} dx$$

E_{vj} : module de déformation longitudinal de béton à long terme.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie du voussoir.

Exemple de calcul

Voussoir sur pile (X=4m)

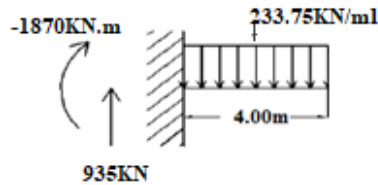


Figure V.4. Cas de VSP

Voussoir sur pile (X=4m)

On a :

$$\sum M = 0 \rightarrow -M(x) - 935 \times x - 233.75 \times \frac{x^2}{2} - 1870 = 0$$

$$M(x) = -233.75 \times \frac{x^2}{2} + 935 \times x - 1870$$

donc

$$Y'' = -\frac{-233.75 \times \frac{x^2}{2} + 935 \times x - 1870}{EI}$$

$$Y' = -\frac{1}{EI} \left[-233.75 \times \frac{x^3}{3} + 935 \times \frac{x^2}{2} - 1870x + c \right]$$

Condition au limite : a l'encastrement la rotation est nulle : $Y'(0) = 0 \rightarrow c = 0$

$$Y = -\frac{1}{EI} \left[-233.75 \times \frac{x^4}{12} + 935 \times \frac{x^3}{6} - 1870 \frac{x^2}{2} + d \right]$$

Condition au limite : a l'encastrement le déplacement est nulle : $Y(0) = 0 \rightarrow d = 0$

Donc on obtient :

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-19.48x^4 + 155.83x^3 - 935x^2]$$

$$Y(4) = -9.85 \times 10^{-5} \text{m}$$

Voussoir courant 1 (X=6.5m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 1389.33x - 2832.11$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 231.55x^3 - 1416.05x^2]$$

$$Y(6.5) = -1.98 \times 10^{-4} \text{m}$$

Voussoir courant 2 (X=9m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 1932.71x - 3446.79$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 322.11x^3 - 1723.39x^2]$$

$$Y(9) = -6.01 \times 10^{-4} \text{m}$$

Voussoir courant 3 (X=11.5m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 2458.08x - 14134.13$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 409.68x^3 - 7067.06x^2]$$

$$Y(11.5) = -76 \times 10^{-4} \text{m} = -0.76 \text{cm}$$

Voussoir courant 4 (X=14m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 2992.46x - 20947.42$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 498.74x^3 - 10473.71x^2]$$

$$Y(14) = -0.016\text{m} = -1.6\text{cm}$$

Voussoir courant 5 (X=16.5m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 3526.83x - 29096.59$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 587.8x^3 - 14548.29x^2]$$

$$Y(16.5) = -0.032\text{m} = -3.2\text{cm}$$

Voussoir courant 6 (X=19m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 4061.21x - 38581.79$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 676.86x^3 - 19290.89x^2]$$

$$Y(19) = -0.056\text{m} = -5.68\text{cm}$$

Voussoir courant 7 (X=21.5m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 4595.58x - 49402.82$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 765.93x^3 - 24701.41x^2]$$

$$Y(21.5) = -0.0932\text{m} = -9.32\text{cm}$$

Voussoir courant 8 (X=24m)

$$M(x) = -106.87x^2 + 5129.96x - 61559.92$$

$$Y(x) = -\frac{1}{EI} [-8.9x^4 + 854.99x^3 - 30779.96x^2]$$

$$Y(24) = -0.144\text{m} = -14.47\text{cm}$$

- **Déformée due au poids de l'équipement de pose**

Pour notre cas l'ouvrage franchit un oued sec donc une grue terrestre va être utilisée pour la pose des voussoirs donc y'aura aucune flèche créée par ce dernier

- **Déformée due au fluage**

Elle est calculée par logiciel robot en changeant le module de déformation longitudinal par :

$$E_{vj} = \frac{E_{\text{instantané}}}{1 + \xi_{flu} \times \psi}$$

$\Psi = 0.95$: coefficient de vieillissement.

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

$$E_{vj} = \frac{36000}{1+2.85} = 9350.65 \text{ MPa}$$

Cette déformation supplémentaire égale à 4.6 cm calculée par logiciel ROBOT en changeant le module de déformation longitudinale par le module calculé précédemment.

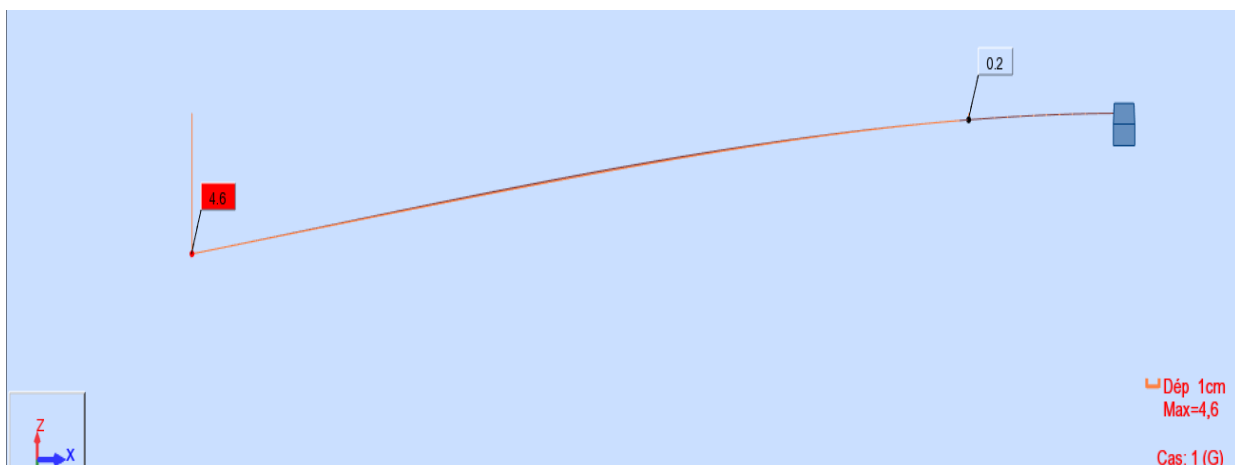


Figure V.5. Diagramme de flèche sous poids propre

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Déformée due à la précontrainte de fléau

La précontrainte du fléau produit des déformations dans le sens inverse que produit le poids propre, elle essaye donc de soulever le demi fléau.

L'excentricité du câble produit des moments, et pour chaque avancement le nombre des câbles qui participent à créer une contre flèche augmentent.

Exemple de calcul (voussoir sur pile) :

La force d'un câble 12T15s exerce une force : $P_0=2548.26\text{KN}$.

En tenant compte des pertes, la force P crée dans un voussoir vaut :

$$P = n \times 0.776 \times 2548.26 = 2 \times 0.776 \times 2548.26 = 3954.9\text{KN}$$

n: nombre de câbles pour chaque avancement

$$M(x) = P \times e = 3954.9 \times 1 = 3954.9\text{KN.m}$$

e : excentricité de câble.

$$y(x) = \frac{Mx^2}{2EI} = \frac{3954.9 \times 4^2}{2 \times 121029.453 \times 6.09} = 0.043\text{m}$$

Tableau V.5.Flèche due à la précontrainte de fléau

X(m)	n	M(KN.m)	1/EI	y(x)
4	2	3954,9	1,35672E-06	0,043
6,5	4	7909,8	1,6329E-06	0,273
9	8	15819,6	1,6329E-06	1,046
11,5	12	23729,4	1,6329E-06	2,562
14	16	31639,2	1,6329E-06	5,063
16,5	20	39549,0	1,6329E-06	8,791
19	24	47458,8	1,6329E-06	13,988
21,5	28	55368,6	1,6329E-06	20,896
24	32	63278,4	1,6329E-06	29,758

La somme des déformations dues aux différentes charges sont dans le tableau suivant :

Tableau V.6.Déformations sous différentes charges

X(m)	Y _{préct} (cm)	Y _{poids propre} (cm)	Y _{préct} (cm)-Y _{poids propre} (cm)
4	0,043	-0,010	0,033
6,5	0,273	-0,020	0,253
9	1,046	0,060	1,106
11,5	2,562	-0,763	1,799
14	5,063	-1,676	3,387
16,5	8,791	-3,233	5,558
19	13,988	-5,685	8,303
21,5	20,896	-9,320	11,576
24	29,758	-14,472	15,286

On ajoute la déformation due au fluage au niveaux de dernier voussoir :

$$Y(24)=15.28-4.6=10.68\text{cm}$$

Conclusion

La somme des déformations dues aux différentes charges qui agissent sur le fléau donnent une valeur positive, c'est-à-dire la tension qu'on a donnée aux câbles soulève le demi-fléau suffisamment puisque on a obtenu un soulèvement de 10.68cm

V.3. Etude de la précontrainte de continuité

Après l'opération de clavage on doit mettre en tensions les câbles de continuité qui sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure en phase de service, ces efforts se résume en quatre types :

- Poids propre de la superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharge routières (A(L), Bc, Mc120, D240)
- Moment sous l'effet du fluage.

Ces câbles s'opposent à des moments positifs, se situent dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

V.3.1. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison : $G + 1.2 A(L) + FL$.

Avec : **G**: poids propres du tablier.

A(L) : surcharge routière dominante.

FL: effet du fluage.

V.3.2. Effet du fluage

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

Avec : **I₀** : inertie du voussoir de clavage.

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

σ* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5MPa pour les voussoirs coulés en place. Pour notre cas les voussoirs sur piles et les voussoirs de clavages sont coulés sur place donc $\sigma^* = 1.5$ MPa.

$$M_{FL} = \frac{5.06}{0.74} \times 1.5 = 10256.8 \text{ KN.m}$$

Le moment du fluage a la même allure que la température. Alors, le moment fléchissant maximum est égal à :

$$M_{\max} = M_{\text{comb}} + M_{\text{fluage}} = 48386.11 + 10256.8 = 58643 \text{ KN.m.}$$

V.3.3. Calcul de l'effort de précontrainte

Pour déterminer la contrainte, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque section, On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité, l'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment maximal déterminé.

• Travée intermédiaire

Le dimensionnement se fait à l'ELS, le respect de la condition de la contrainte de traction dans la section du clavage qui a les caractéristiques suivantes donne :

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P_i = \frac{\frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \cdot V'_i}{I_i}}$$

Cette formule est le résultat d'égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures où:

$$\sigma_{P \text{ inf}} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i \cdot e_i \cdot V'_i}{I_i}$$
$$\sigma_{M \text{ inf}} = \frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}$$

Tel que:

P : Effort de la précontrainte.

M : Le moment fléchissant du à la combinaison ci-dessus.

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

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

S : l'aire de la section.

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

• Exemple de calcul

On établira un exemple de calcul concernant le moment à l'abscisse $x = 25 \text{ m}$.

$$M = 58643 \text{ KN.m.}$$

$$S = 8.55 \text{ m}^2.$$

$$I = 5.06 \text{ m}^4.$$

$$V' = 1.46 \text{ m.}$$

$$d = 0.25 \text{ m.}$$

$$e = V' - d = 1.21 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(\frac{58643 \times 1.46}{5.06}\right)}{\left(\frac{1}{8.55}\right) + \left(\frac{1.21 \times 1.46}{5.06}\right)} = 36303.56 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{P}{0.75 * P_0} = \frac{36303.56}{0.75 * 2548.26} = 18.99$$

$$N = 20 \text{ câbles}$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- **Vérification de l'excentricité (travée intermédiaire)**

Le d_{moy} est calculé par la formule suivante :

$$d_{moy} = \frac{\sum Ni \times di}{N/gousset} = \frac{5 \times 0.15 + 3 \times 0.35 + 2 \times 0.55}{10} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = V' - d_{moy} = 1.46 - 0.29 = 1.17 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(\frac{58643 \times 1.46}{5.06}\right)}{\left(\frac{1}{8.55}\right) + \left(\frac{1.17 \times 1.46}{5.06}\right)} = 37225.35 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} = \frac{37225.35}{0.75 \times 2548.26} = 19.47$$

$N = 20$ câbles , Donc le nombre de câbles est vérifié.

Les deux tableaux suivants illustrent les résultats obtenus pour chaque voussoir de la travée centrale de notre ouvrage :

Tableau V.7. Nombre des câbles de continuité dans la travée intermédiaire.

X (m)	M _{comb}	M _{fluage}	M _{tot} (KN.m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre choisi	N/gousset
6,5	-11806	10256,8	-1549,2	1,11	-1002,62	-0,5	2	1
9	3721,1	10256,8	13977,9	1,11	9046,27	4,7	4	2
11,5	16855,4	10256,8	27112,2	1,11	17546,57	9,2	10	5
14	27496,4	10256,8	37753,2	1,11	24433,25	12,8	14	7
16,5	35954,63	10256,8	46211,43	1,11	29907,28	15,6	16	8
19	42230,1	10256,8	52486,9	1,11	33968,66	17,8	18	9
21,5	46322,8	10256,8	56579,6	1,11	36617,39	19,2	20	10
24	48232,8	10256,8	58489,6	1,11	37853,51	19,8	20	10
26	48232,8	10256,8	58489,6	1,11	37853,51	19,8	20	10
28,5	46322,8	10256,8	56579,6	1,11	36617,39	19,2	20	10
31	42230,1	10256,8	52486,9	1,11	33968,66	17,8	18	9
33,5	35954,63	10256,8	46211,43	1,11	29907,28	15,6	16	8
36	27496,4	10256,8	37753,2	1,11	24433,25	12,8	14	7
38,5	16855,4	10256,8	27112,2	1,11	17546,57	9,2	10	5
41	3721,1	10256,8	13977,9	1,11	9046,27	4,7	4	2
43,5	-11806	10256,8	-1549,2	1,11	-1002,62	-0,5	2	1

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Ci-dessous la répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur de la travée centrale :

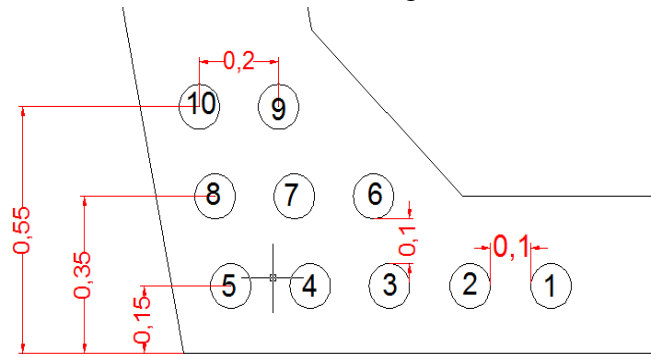


Figure V.6. Répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur de la travée centrale.

- **Travées de rives**

On suit la démarche ci-dessus, on calcule les câbles de continuités pour les deux travées de rives qui sont identiques. Dans cette phase la section critique n'est plus au centre de la travée, elle est située à une distance de 12m de la culée

- **Exemple de calcul**

On établira un exemple de calcul des câbles dans la section critique à $X=9.5$ m.

$$S = 8.55 \text{ m}^2.$$

$$I = 5.06.$$

$$V' = 1.46 \text{ m}.$$

$$d = 0.25 \text{ m}.$$

$$e = V' - d = 1.21 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(\frac{19361.1 \times 1.46}{5.06}\right)}{\left(\frac{1}{8.55}\right) + \left(\frac{1.21 \times 1.46}{5.06}\right)} = 11985.7 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{P}{0.75 * P_0} = \frac{11985.7}{0.75 * 2548.26} = 6.28$$

On prend $N = 10$ câbles

- **Vérification de l'excentricité (travées de rives)**

$$d_{\text{moy}} = \frac{\sum N_i * d_i}{N/\text{gousset}} = \frac{3*0.15 + 2*0.35}{5} = 0.23 \text{ m}$$

$$e_0 = V' - d_{\text{moy}} = 1.46 - 0.23 = 1.23 \text{ m}.$$

$$P = \frac{\left(\frac{19361.1 \times 1.46}{5.06}\right)}{\left(\frac{1}{8.55}\right) + \left(\frac{1.23 \times 1.46}{5.06}\right)} = 11839.2 \text{ KN} \rightarrow N \geq \frac{P}{0.75 * P_0} = \frac{11839.1}{0.75 * 2548.26} = 6.19.$$

Donc pour $N = 10$, le nombre de câbles est vérifié.

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La répartition des câbles de continuité dans le gousset inférieur de la travée de rive est dans le tableau suivant :

Tableau V.8.calcul des câbles de continuité dans les travées de rives.

X (m)	M _{cmb}	M _{fluage}	M _{tot}	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre choisi	N/gousset
0	0	10256,8	10256,8	1,21	6234,54	3,3	4	2
2,5	4517,6	10256,8	14774,4	1,21	8980,54	4,7	6	3
5	7654,72	10256,8	17911,52	1,21	10887,43	5,7	8	4
7	9103,22	10256,8	19360,02	1,21	11767,89	6,2	10	5
9,5	9829,6	10256,8	20086,4	1,21	12209,42	6,4	10	5
12	9104,3	10256,8	19361,1	1,21	11768,55	6,2	10	5
14,5	7654,6	10256,8	17911,4	1,21	10887,35	5,7	8	4
17	4516,8	10256,8	14773,6	1,21	8980,06	4,7	6	3
19,5	-1036,9	10256,8	9219,9	1,21	5604,27	2,9	4	2
22	-7196,31	10256,8	3060,49	1,21	1860,30	1,0	2	1

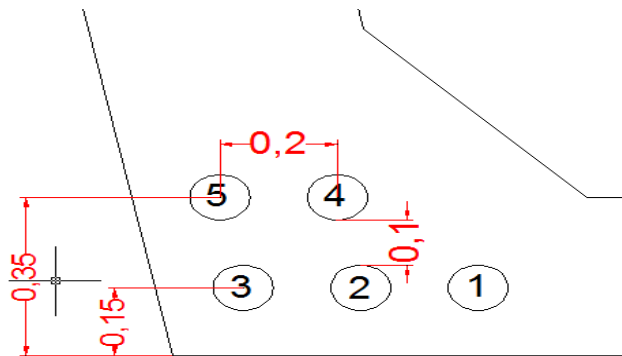


Figure V.7.Répartition des câbles de continuité dans les travées de rives x=9.5 m

V.4.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

L'ingénieur doit tenir compte des forces de précontraintes qui subissent une diminution, le long des sections et en fonction du temps, dont il faut tenir en compte en l'estimant à 25% dans les calculs, et vérifier par la suite si l'estimation est suffisante ou pas. et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes instantanées.
- Les pertes différées.

V.4.1.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.

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.4.1.1. Les pertes dues au frottement

Les frottements du câble dans sa gaine ont pour conséquence que la tension le long du câble ne reste pas constante (elle diminue), Cette perte de tension n'est pas négligeable et il faut l'introduire dans les calculs. Après la mise en tension du câble, la force P devient :

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

Avec :

- f : Coefficient de frottement de courbure. ($n \text{ rad}^{-1}$)
- φ : Coefficient de frottement par unité de longueur. ($\text{en } m^{-1}$)
- θ : La variation angulaire du câble à l'abscisse x.
- x : longueur du câble entre l'origine et la section étudié.
- σ_{p0} : Tension à l'origine (à l'ancrage).

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en plan et β en élévation, d'où, la variation θ est la somme des deux déviations $\theta = \alpha + \beta$, mais cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas, par contre si ces déviations se produisent simultanément, θ est légèrement inférieur à la somme des deux déviations et on la détermine par cette formule : $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2\alpha + \text{tg}^2\beta}$

En termes de contrainte l'équation s'écrit : $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\theta + \varphi x)}$

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Pertes par frottement pour chaque câble du demi-fléau.

Voussoir	N° Câble	Lv (m)	X (m)	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)
VSP	1	4	4	0,31	-0,0997	0,21	78,52
VSP	2	4	4	0,22	0,0997	0,32	108,07
VC1	3	2,5	6,5	0,48	-0,2355	0,24	96,68
VC1	4	2,5	6,5	0,35	0,2355	0,58	186,83
VC2	5	2,5	9	0,60	0	0,60	200,13
VC2	6	2,5	9	0,48	-0,1587	0,32	127,50
VC3	7	2,5	11,5	0,60	0,1587	0,76	248,74
VC3	8	2,5	11,5	0,48	-0,3097	0,17	95,92
VC4	9	2,5	14	0,60	0,3097	0,91	293,63
VC4	10	2,5	14	0,60	0	0,60	218,22
VC5	11	2,5	16,5	0,70	0,1587	0,86	290,36
VC5	12	2,5	16,5	0,60	-0,1587	0,44	186,90
VC6	13	2,5	19	0,70	0,3097	1,01	333,64
VC6	14	2,5	19	0,60	-0,3097	0,29	156,78
VC7	15	2,5	21,5	0,60	0,4475	1,04	349,89
VC8	16	2,5	24	0,60	-0,4475	0,15	139,11
$\Sigma\Delta\sigma_{frot}$							2453,08

Exemple de calcul : Câble du fléau N°1

- $f = 0,21 \text{ rad}^{-1}$
- $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$
- $\sigma_{p0} = 1415,7 \text{ MPa}$.
- $\theta = \alpha + \beta = 0,31 - 0,0997 = 0,21$

$$\Delta\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\theta + \Phi x)}) = 1415,7x(1 - e^{-(0,21 \times 0,21 + 0,003 \times 4)}) = 78,52 \text{ MPa}$$

V.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie λ de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage.

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

$$\Delta\sigma_0 = \sigma p(x) - \sigma' p(x).$$

$$\text{Avec : } \sigma p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\theta + \Phi x)} = \sigma_{p0} \times e^{-K(x)}$$

$$\sigma' p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(2K(d) + K(x))}$$

La formule avec laquelle on peut calculer la longueur du recul d'ancrage est :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}}; \text{ Avec : } \begin{cases} \lambda > x \text{ les pertes existent.} \\ \lambda < x \text{ les pertes n'existent pas.} \end{cases}$$

- λ : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_y : contrainte après recul d'ancrage qui est symétrique à σ_0 par rapport à σ_x .
- σ_0 : contrainte initiale.
- $\Delta\sigma$: la perte de tension.
- g : l'intensité du recul d'ancrage ($g = 6 \text{ mm}$).
- E_p : module d'élasticité des aciers ; $E_p = 190000 \text{ MPa}$ (Selon B.P.E.L.9).

Exemple de calcul Câble du fléau N°1

$$\lambda = \sqrt{\frac{0,006 \times 1,9 \cdot 10^{11}}{1415,7 \times 10^6 \times (0,21 \times 0,21 + 0,003 \times 4)}} = 3,757 \text{ m}$$

$$k(\lambda) = f \times \theta + \Phi \times x = 0,21 \times 0,21 + 0,003 \times 3,757 = 0,023 \text{ m}^{-1}$$

$$k(4) = f \times \theta + \Phi \times 4 = 0,21 \times 0,21 + 0,003 \times 4 = 0,057 \text{ m}^{-1}$$

$$\sigma p(4) = 1415,7 \times e^{-0,057} = 1337,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma' p(4) = 1415,7 \times e^{-0,023} = 1276,42 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{rec} = 1337,18 - 1276,42 = 60,76 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les resultats sont representé dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.10.Pertes dues au recul d'ancrage

N° câble	θ (rad)	$k(x)(m-1)$	$k(\lambda)(m-1)$	λ (m)	$\sigma p(x)$ (MPa)	$\sigma'p(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)
1	0,21456325	0,057	0,023	3,757	1337,18	1276,42	60,76
2	0,32098309	0,079	0,026	3,184	1307,63	1240,80	66,83
3	0,24397431	0,071	0,025	3,374	1319,02	1254,75	64,27
4	0,58110056	0,142	0,037	2,385	1228,87	1141,49	87,37
5	0,59717666	0,152	0,039	2,299	1215,57	1124,59	90,99
6	0,32086403	0,094	0,029	2,921	1288,20	1216,62	71,58
7	0,75583192	0,193	0,047	2,041	1166,96	1062,90	104,06
8	0,16981635	0,070	0,025	3,388	1319,78	1255,67	64,11
9	0,9068796	0,232	0,054	1,861	1122,07	1006,41	115,67
10	0,59717666	0,167	0,042	2,193	1197,48	1101,58	95,90
11	0,85731509	0,230	0,054	1,873	1125,34	1010,50	114,84
12	0,4385214	0,142	0,037	2,385	1228,80	1141,40	87,39
13	1,00836277	0,269	0,062	1,731	1082,06	956,58	125,49
14	0,28747371	0,117	0,033	2,619	1258,92	1179,68	79,24
15	1,04469663	0,284	0,065	1,684	1065,81	936,51	129,31
16	0,14965668	0,103	0,030	2,790	1276,59	1202,03	74,56
$\Sigma\Delta\sigma_{rec}$							1432,36

V.4.1.3.Pertes dues au non simultanécité de la mise en tension

Lorsque dans un élémént plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la i^{eme} armature provoque un raccourcissement du béton au droit des $(i - 1)^{eme}$ armatures tendues et par conséquent une diminution de leur force de traction. Le raccourcissement moyen est donc $\frac{n-1}{2} \times \Delta l$, il se traduit par une perte de tension $\Delta\sigma_{pi}$ en moyenne par câble .On est dans le domaine élastique donc :

$$\frac{\Delta\sigma_{pi}}{E_p} = \frac{n - 1}{2} \times \Delta l$$

Δl : est le raccourcissement du béton provoqué par la mise en tension d'un câble: $\Delta l = \frac{\sigma_b}{n \times E_{bi}}$

σ_b : Étant la contrainte dans le béton, elle est provoquée par l'effet des n câbles qui mettent en jeu le poids propre. Cette contrainte doit être calculée au niveau du câble moyen.

La perte moyenne par câbles est donc : $\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2 \times n} E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$

A titre de simplification, le BPEL donne la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \text{ Avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

D'où : $\Delta\sigma_{pi}(x) = 2.64 \sigma_b(x)$

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11. Pertes dues au non simultanément de la mise en tension

Voussoir	N° Câbles	$\Delta\sigma_{frot+rec}$ (MPa)	σ_b (MPa)	E_p/E_{bi}	$\Delta\sigma_{bi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bi}$ (MPa)
VSP	32	1649,81	4,24	5,28	0,43	22,38
VC1	28	1465,54	4,66	5,28	0,46	24,60
VC2	24	1260,91	4,47	5,28	0,51	23,58
VC3	20	931,15	4,22	5,28	0,53	22,31
VC4	16	862,44	3,66	5,28	0,57	19,34
VC5	12	741,67	2,93	5,28	0,59	15,47
VC6	8	653,41	1,90	5,28	0,59	10,02
VC7	4	441,48	0,90	5,28	0,67	4,73
VC8	2	297,81	0,42	5,28	0,59	2,21
$\Sigma\Delta\sigma_{bi}$ (MPa)						144,63

V.4.1.4. Pertes instantanées totales

Les pertes instantanées totales désignée aussi par pertes à la mise en œuvre se note : $\Delta\sigma_i(x)$

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{bi} = 9.49 + 4.01 + 0.31 = 13.8\%$$

V.4.2. Pertes différées

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

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage du béton.
- Pertes par relaxation des aciers.

V.4.2.1. Pertes dues au retrait de béton

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

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Selon le B.P.E.L. 91, les pertes par le retrait à temps infini se calculent suivant la formule :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_p.$$

ε_r : Le retrait final du béton fonction de climat.

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

Pour un climat humide tel que les hauts plateaux algérien il vaut 2.10^{-4}

$$\text{Donc } \Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 1,9.10^5 = 38 \text{ MPa.}$$

V.4.2.2. Pertes de tension dues au fluage du béton

Le fluage est le phénomène d'augmentation de la déformation du béton dans le temps sous un chargement de longue durée, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée. La différence de contrainte développée par le

fluage est donnée par la formule suivante : $\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_{max})$

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

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

σ_{max} , σ_b étant respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte. Comme $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$ et $\frac{E_p}{E_{ij}} = 5.28$ (approximativement).

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}) \cdot A}{B} + \frac{P \cdot (e_0 - x)^2}{I} - \frac{M \cdot e_0 - x}{I}.$$

Tableau V.12. Pertes de tension dues au fluage du béton

N° de vouss	N° de câble	X (m)	P(MN)	σ_0 (Mpa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	e(m)	M (t.m)	σ_b (MPa)	E_p/E_{ij}	$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (%)
VSP	32	4	81,5443	45302,4	1866,41	1,14	80627,36	10,671	5,28	140,85	0,31
1	28	6,5	71,3513	39639,6	2021,69	1,09	59802,00	11,791	5,28	155,64	0,39
2	24	9	61,1582	33976,8	1749,91	1,14	47222,82	11,853	5,28	156,46	0,46
3	20	11,5	50,9652	28314	1269,53	1,15	36101,91	10,809	5,28	142,68	0,50
4	16	14	40,7722	22651,2	1214,82	1,18	26439,26	9,567	5,28	126,28	0,56
5	12	16,5	30,5791	16988,4	1040,37	1,21	18234,88	7,845	5,28	103,55	0,61
6	8	19	20,3861	11325,6	926,99	1,21	11488,76	5,341	5,28	70,50	0,62
7	4	21,5	10,1930	5662,8	632,92	1,21	6200,90	2,525	5,28	33,34	0,59
8	2	24	5,0965	2831,4	464	1,21	2371,32	1,406	5,28	18,56	0,66
										$\Sigma\Delta\sigma_{rec}$	4,70

Exemple de calcul (Voussoir N°2)

$$\sigma_b(x) = \frac{(1415.7 \times 16 - 1749.91) \times 0.0018}{8.55} + \frac{1415.7 \times 16 \times (1.14)^2}{5.06} - \frac{472.228 \times 1.14}{5.06}$$

$$\sigma_b(x) = 11.853 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 5.28 \times 11.853$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 156.46 \text{ MPa.}$$

V.4.2.3. Perte par relaxation des câbles

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN

- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000}), en général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR et RN.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à :

0.43 pour les aciers TBR.

0.3 pour les aciers RN.

0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ MPa}$

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

Tableau V.13.Perte par relaxation des câbles

Voussoir	N° câbles	σ_{p0} (Mpa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi}	$\Delta\sigma\rho$ (MPa)	$\Delta\sigma\rho$ (%)
VSP	32	45302,4	1866,41	43435,99	1570,87	3,47
V1	28	39639,6	2021,69	37617,91	1174,98	2,96
V2	24	33976,8	1749,91	32226,89	859,36	2,53
V3	20	28314	1269,53	27044,47	602,39	2,13
V4	16	22651,2	1214,82	21436,38	375,60	1,66
V5	12	16988,4	1040,37	15948,03	205,26	1,21
V6	8	11325,6	926,99	10398,61	84,93	0,75
V7	4	5662,8	632,92	5029,88	18,20	0,32
V8	2	2831,4	464	2367,4	3,22	0,114

Exemple de calcul (Voussoir N°2)

$\mu_0 = 0,43$ (TBR).

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

$N = 16$ câbles.

$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{ins} = 16 \cdot 1415,7 - 1749,91$

$\sigma_{pi} = 32226,89$ MPa

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

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \cdot 0,025 \left(\frac{32226,89}{1770} - 0,43 \right) \cdot 32226,89$$

$$\Delta\sigma_{rlx} = 859,36 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rlx} = 2,53 \%$$

V.4.2.4.Pertes différées totales

C'est la somme de toutes les pertes différées, mais il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour cela, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par un coefficient 5/6.

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_{flu}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma\rho(x).$$

$$\Delta\sigma_d(x) = 1,01 + 4,7 + \frac{5}{6} \cdot 3,47 = 8,6\%$$

V.4.3. Conclusion

Après avoir calculé toutes les pertes instantanées et différés, nous allons maintenant sommer toutes ces dernières pour avoir les pertes totales, et les vérifier par rapport à l'estimation de départ qui est 25% de la force garantie des aciers.

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 13.8 + 8.6 = 22.4\%$$

Les pertes de tension sont nettement inférieure à 25% (qu'on a supposés lors du calcul), donc les 32 câbles reprenne largement les charges considérées.

V.4.4. Vérification de la flèche à l'ELS

Elle est calculée a partir du logiciel robot et elle vaut 2.8cm sous poids propre G

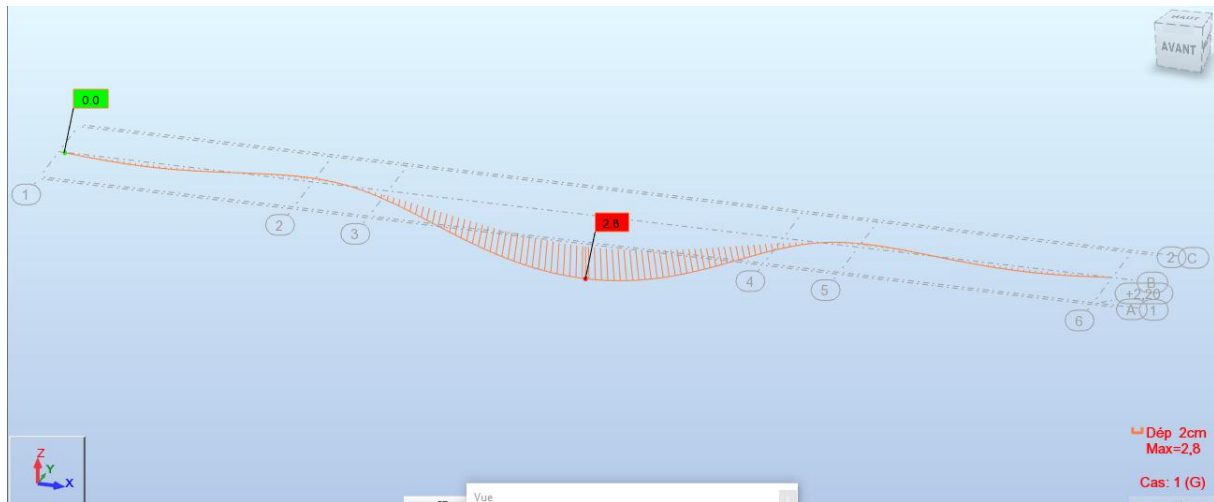


Figure V.8. flèche du tablier sous poids propre

La flèche obtenue est vérifiée par la relation empirique suivante :

$$0.028m < \frac{L}{700} = \frac{112}{700} = 0.16m \dots \textit{vérifiée}$$

V.5. Vérification des contraintes

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

Les vérifications se feront pour les deux phases :

- Phase de construction
- Phase de service

V.5.1. Vérification des contraintes en phase de construction

On doit vérifier que :

$$\sigma_{b_{sup}} = \frac{P_0}{B} + \frac{MV}{I} - \frac{Pev}{I} \geq (\sigma_{bt}^- = 0, \text{MPa, classe I}).$$

$$\sigma_{b_{inf}} = \frac{P_0}{B} + \frac{MV}{I} - \frac{Pev}{I} \leq (\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{MPa}).$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau V.14. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

X (m)	M (KN.m)	V (m)	V' (m)	e (m)	Ni	P(KN)	P/B (KN/m ²)	(P*v*e)/I (MPa)	(P*v'*e)/I (MPa)	(M*v)/I (MPa)	(M*v')/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	80627,36	0,74	1,46	0,45	32	61158,24	6540,99	3325,54	6561,20	9797,08	19329,38	0,07	19,31
4	59802	0,74	1,46	0,46	28	53513,46	5723,36	3000,42	5919,75	7266,58	14336,77	1,46	14,14
6,5	47222,82	0,84	1,36	0,51	24	45868,68	5364,76	3858,05	6246,36	7839,36	12692,30	1,38	11,81
9	36101,91	0,84	1,36	0,53	20	38223,9	4470,63	3363,10	5445,02	5993,20	9703,28	1,84	8,73
11,5	26439,26	0,84	1,36	0,57	16	30579,12	3576,51	2868,15	4643,68	4389,13	7106,20	2,06	6,04
14	18234,88	0,84	1,36	0,59	12	22934,34	2682,38	2246,30	3636,86	3027,13	4901,07	1,90	3,95
16,5	11488,76	0,84	1,36	0,59	8	15289,56	1788,25	1497,53	3201,56	1907,22	3087,89	1,38	1,67
19	6200,91	0,84	1,36	0,67	4	7644,78	894,13	843,95	1825,43	1029,40	1666,65	0,71	0,74
21,5	2371,32	0,84	1,36	0,59	2	3822,39	447,06	374,38	730,12	393,66	637,35	0,43	0,35

Avec :

- σ_{sup} : La contrainte dans la fibre supérieure de la section.
- σ_{inf} : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.
- σ_{bt} : Contrainte limite de traction du béton.
- σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.
- **P** : La force de précontrainte, est égale à : $P_i = 0,75 \times N_i \times 2548.26$
Concernant les pertes, on a gardé l'hypothèse de départ, c-à-d. : 25 % de la force initiale.
- **V** : La distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre d'un voussoir.
- **V'** : La distance entre la fibre inférieure et l'axe neutre d'un voussoir.
- **e** : L'excentrement des câbles par rapport à l'axe neutre des voussoirs.
- **I** : Le moment d'inertie longitudinale de la section. ($I_{pile} = 6.09m^4$; $I_{courant} = 5,06 m^4$).
- **M** : Le moment dans la section considérée dû aux charges et surcharge.
- **S** : La section considérée. ($S_{pile} = 9.35 m^2$; $S_{courant} = 8.55 m^2$).

On constate que les contraintes inférieures en phase de construction sont inférieures à la valeur de la contrainte admissible du béton, et les contraintes supérieures sont supérieures à la valeur minimale de la traction du béton.

Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états :

- Etat à vide (on prend en considération seulement le poids propre du tablier).
- Etat en charge (on prend en considération les charges et surcharges).

➤ Etat à vide

- **Travée centrale**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{b_{sup}} = \frac{P_0}{B} + \frac{MgV}{I} - \frac{Pev}{I} \geq (\sigma_{bt}^- = 0, \text{MPa, classe I}).$$

$$\sigma_{b_{inf}} = \frac{P}{B} - \frac{MgV}{I} + \frac{Pev}{I} \leq (\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{MPa}).$$

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les resultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état à vide (Travée centrale).

X(m)	N°cables	M(KN.m)	e _{moy} (m)	P*e*V/I (MPa)	P*e*V'/I (MPa)	MV/I (MPa)	MV'/I (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
6,5	2	-1549,2	1,21	0,902	1,657	-0,23	-0,42	-0,53	2,67
9	4	13977,9	1,21	1,804	3,315	2,04	3,76	1,43	0,75
11,5	10	27112,2	1,21	4,509	8,287	3,97	7,29	2,44	3,98
14	14	37753,2	1,153	6,016	11,056	5,52	10,15	3,68	5,08
16,5	16	46211,43	1,135	6,768	12,438	6,76	12,42	4,76	4,79
19	18	52486,9	1,099	7,372	13,549	7,68	14,11	5,67	4,81
21,5	20	56579,6	1,07	7,975	14,657	8,27	15,21	6,26	5,41
24	20	58489,6	1,07	7,975	14,657	8,55	15,72	6,54	4,90
26	20	58489,6	1,07	7,975	14,657	8,55	15,72	6,54	4,90
28,5	20	56579,6	1,07	7,975	14,657	8,27	15,21	6,26	5,41
31	18	52486,9	1,099	7,372	13,549	7,68	14,11	5,67	4,81
33,5	16	46211,43	1,135	6,768	12,438	6,76	12,42	4,76	4,79
36	14	37753,2	1,153	6,016	11,056	5,52	10,15	3,68	5,08
38,5	10	27112,2	1,21	4,509	8,287	3,97	7,29	2,44	3,98
41	4	13977,9	1,21	1,804	3,315	2,04	3,76	1,43	0,75
43,5	2	-1549,2	1,21	0,902	1,657	-0,23	-0,42	-0,53	2,67

• Travée de rive

$$\sigma_{b\text{sup}} = \frac{P_0}{B} + \frac{MV}{I} - \frac{P_{ev}}{I} \geq (\sigma_{bt} = 0, \text{MPa, classe I}).$$

$$\sigma_{b\text{inf}} = \frac{P}{B} - \frac{MV}{I} + \frac{P_{ev}}{I} \leq (\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{MPa}).$$

Tableau V.16. Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état à vide (Travée de rive).

X(m)	N°cables	M(KN.m)	e _{moy} (m)	P*e*V/I (MPa)	P*e*V'/I (MPa)	MV/I (MPa)	MV'/I (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
0	4	4517,6	1,21	1,80	3,31	0,66	1,21	0,05	3,29
2,5	6	7654,58	1,21	2,71	4,97	1,12	2,06	0,20	4,70
5	8	9103,22	1,16	3,46	6,36	1,33	2,45	0,26	6,29
7	10	8700,9	1,13	4,21	7,74	1,27	2,34	0,04	8,38
9,5	10	20086,4	1,13	4,21	7,74	2,94	5,40	1,71	5,32
12	10	19361,1	1,13	4,21	7,74	2,83	5,20	1,60	5,52
14,5	8	17911,4	1,16	3,46	6,36	2,62	4,81	1,55	3,93
17	6	5620,3	1,21	2,71	4,97	0,82	1,51	-0,10	5,25
19,5	4	9219,9	1,21	1,80	3,31	1,35	2,48	0,74	2,03
22	2	3060,49	1,21	0,90	1,66	0,45	0,82	0,14	1,43

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

➤ Etat en charge

• Travée centrale

Tableau V.17. Contraintes des fibres extrêmes en service à l'état en charge (Travée centrale)

X	N°cables	Mcomb (KN.m)	e _{moy} (m)	PeV/I (MPa)	PeV'/I (MPa)	MV/I (MPa)	MV'/I (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
9	6	4517,8	1,21	2,24	4,12	0,66	1,21	0,21	4,70
11,5	10	19780,14	1,21	3,74	6,87	2,89	5,32	2,13	4,53
14	14	32367,67	1,153	4,99	9,17	4,73	8,70	3,92	4,64
16,5	16	42280,43	1,135	5,61	10,31	6,18	11,36	5,34	3,72
19	18	49518,42	1,099	6,11	11,23	7,24	13,31	6,50	3,29
21,5	20	45081,64	1,07	6,61	12,15	6,59	12,12	5,94	5,99
24	20	56026	1,07	6,61	12,15	8,19	15,06	7,54	3,05
26	20	56026	1,07	6,61	12,15	8,19	15,06	7,54	3,05
28,5	20	45081,64	1,07	6,61	12,15	6,59	12,12	5,94	5,99
31	18	49518,42	1,099	6,11	11,23	7,24	13,31	6,50	3,29
33,5	16	42280,43	1,135	5,61	10,31	6,18	11,36	5,34	3,72
36	14	32367,67	1,153	4,99	9,17	4,73	8,70	3,92	4,64
38,5	10	19780,14	1,21	3,74	6,87	2,89	5,32	2,13	4,53
41	6	4517,8	1,21	2,24	4,12	0,66	1,21	0,21	4,70
43,5	2	-1549,2	0	0,00	0,00	-0,23	-0,42	0,37	1,01

• Travée de rive

Tableau V.18. Contraintes des fibres extrêmes en phase de service à l'état en charge (Travée de rive).

X	N°cables	Mcomb (KN.m)	e _{moy} (m)	P*e*V/I (MPa)	P*e*V'/I (MPa)	MV/I (MPa)	MV'/I (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
0	4	10256,8	1,21	1,80	3,31	1,50	2,76	0,89	0,63
2,5	6	14774,4	1,21	2,71	4,97	2,16	3,97	1,24	0,79
5	8	17911,52	1,16	3,46	6,36	2,62	4,81	1,55	0,84
7	10	19360,02	1,13	4,21	7,74	2,83	5,20	1,60	0,44
9,5	10	20086,4	1,13	4,21	7,74	2,94	5,40	1,71	0,64
12	10	19361,1	1,13	4,21	7,74	2,83	5,20	1,60	0,44
14,5	8	17911,4	1,16	3,46	6,36	2,62	4,81	1,55	0,84
17	6	14773,6	1,21	2,71	4,97	2,16	3,97	1,24	0,79
19,5	4	9219,9	1,21	1,80	3,31	1,35	2,48	0,74	0,36
22	2	3060,49	1,21	0,90	1,66	0,45	0,82	0,14	-0,24

NOTE : On remarque qu'il y'a des contraintes de traction qui ne vérifient pas la condition et puisque on a utilisé l'approche totale pour le ferrailage de l'ouvrage ces contraintes seront équilibrées par des armatures passives

V.5.2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'els

La partie résistante d'un caisson a l'effort tranchant est celle de l'âme. Les tables supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion. L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct a travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte.
- Avoir des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

V.5.2.1.Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

Sous l'effort de la précontrainte, on a deux effets sont à prendre en compte:

1) Effet isostatique

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués.

- un effort tranchant positif.
- une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant total.

On aura : $V = P \sin \alpha$

2) Effet hyperstatique:

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du moment hyperstatique de précontrainte, et il vaut :

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

V.5.2.2.Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort maximal dû aux charges extérieures obtenu sous la combinaison la plus défavorable est :

$$V_{ext} = V_{ser} .$$

V.5.3.Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

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

Selon Le BPEL, la contrainte de cisaillement est égale à : $\tau_{max} = \frac{V_r}{b_{ng} \times z}$

Avec :

- V_r : l'effort tranchant réduit. ($V_r = V_{ext} - V_p$).
- z : le bras de levier ($z = \frac{I}{S}$) ; et par simplification : $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$.
- ρ : le rendement mécanique du VSP ($\rho = \frac{I}{B.v.v'}$).
- b_{ng} : l'épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme. $b_{ng} = 2 \times (a - \phi_g)$

Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité, la double inégalité suivante :

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 \leq 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$
$$\bar{\tau}_2^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$V_r = V_{ext} - V_p.$$

Vu que on un tracé rectiligne au voisinage de l'appui où l'effort tranchant est maximal, alors l'effet de précontrainte est nulle d'où $V_p = 0$.

D'où ; $V_r = V_{ext} = 8898.18$ KN.

$b_{ng} = 2 \times (0,45 - 0,10) \Rightarrow b_{ng} = 0,7$ m.

$z = \left(\frac{1+0,57}{2} \right) \times 2,2 \Rightarrow z = 1,73$ m.

$\tau_{max} = \frac{8898.18}{0,7 \times 1,73} \Rightarrow \tau_{max} = 7347.79$ KN/m² $\Rightarrow \tau_{max} = 7,34$ MPa.

$\sigma_x = \frac{P}{S} \Rightarrow \sigma_x = \frac{32 \times 0,776 \times 2548,26}{8.55} \Rightarrow \sigma_x = 7401$ KN/m² $\Rightarrow \sigma_x = 7.401$ MPa.

$f_{c28} = 35$ MPa. $f_{t28} = 2,7$ MPa.

$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x) \Rightarrow \bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 7.401)$.

$\bar{\tau}_1^2 = 10,90$ MPa $\Rightarrow \bar{\tau}_1 = 3,3$ MPa.

$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) \Rightarrow \bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 2,7}{35} (0,6 \times 35 - 7.401) (2,7 + 7.401)$.

$\bar{\tau}_2^2 = 21,19$ MPa $\Rightarrow \bar{\tau}_2 = 4,60$ MPa.

$\tau_{max} = 7,34$ MPa $\nless \text{Min}(3,3 ; 4,60) = 3,3$ MPa (Condition n'est pas vérifiée).

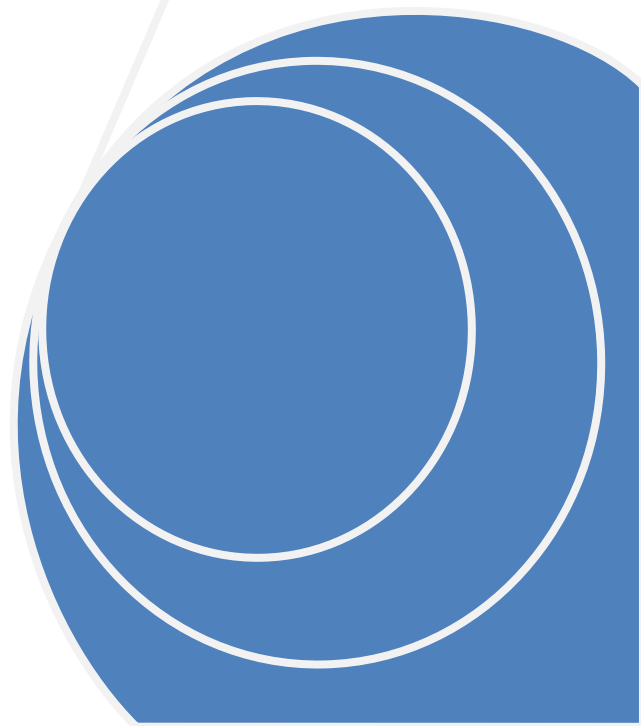
Conclusion

Si la condition $\tau_{max} > \bar{\tau}$ n'est pas satisfaite, cela signifie que l'épaisseur de l'âme est insuffisante du point de vue de cisaillement.

Dans ce cas, on préconise les deux solutions suivantes :

- Augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Disposer des étriers actifs.

CHAPITRE VI
ETUDE TRANSVERSALE



CHAPITRE VI ETUDE TRANSVERSALE

VI.CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

VI.4.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va faire l'étude transversale pour déterminer le ferrailage des voussoirs dans les différents éléments (les âmes, l'hourdi inférieure et supérieure). C'est principalement en utilisant des outils numériques, on créera alors un modèle qui représentera, encore une fois au mieux les phénomènes transversaux.

La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble de barres, avec des dimensions de ses éléments, on commence par traiter le voussoir courant et à la clef et après le voussoir sur pile. La modélisation est faite par mètre linéaire de longueur. Les calculs des sollicitations sont faits par logiciel **ROBOT Structural Analysys2016**.

VI.5.DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Les charges à considérer sont celles définies précédemment dans le CHAPITRE III, pour cela on définit sur logiciel les surcharges roulantes avec une disposition transversale variable, on aboutit finalement à avoir les sollicitation critique pour chaque éléments. Le ferrailage se fera en fonction de sollicitations défavorables engendrées par les différents chargements. Pour la modélisation on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : travaillant en flexion composée.

Les sollicitations résultantes sont représentées dans les tableaux au dessous:

VI.6.VOUSSOIRS COURANTS

Les moments dans la table supérieure du voussoir sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.Moments de la table supérieure

Cas de charge	Moment Max (KN.m)	Moment Min (KN.m)
Charge permanentes	7.77	-23.93
G+1.2A(I)	35.66	-86.45
G+1.2B _c 1voies	31.77	106.71
G+1.2 B _c 2voies	115.74	-244.03
G+1.2B _c 3voies	175.67	-300.12
G+1.2B _t 1voies	87.82	-152.53
G+1.2 B _t 2voies	184.06	-290.64
G+1.2 M _c 120	123.84	-162.77
G+1.2D ₂₄₀	107.68	-172

CHAPITRE VI ETUDE TRANSVERSALE

Les moments dans la table supérieure du voussoir sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.Moments de la table inferieure.

Cas de charge	Moment Max (KN.m)	Moment Min (KN.m)
Charge permanentes	4.98	-0.36
G+1.2A(l)	20.67	-1.95
G+1.2B _c 1voies	25.41	-24.37
G+1.2 B _c 2voies	32.57	-27.62
G+1.2 B _c 3voies	53.05	-28.61
G+1.2 B _t 1voies	28.77	13.97
G+1.2 B _t 2voies	36.89	-21.32
G+1.2 M _c 120	25.58	-19.8
G+1.2 D ₂₄₀	32.5	-25.3

Les moments dans l'âme du voussoir sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.Moments de l'âme

Cas de charge	Moment Max (KN.m)	Effort normal Max (KN)
Charge permanentes	4.98	13.6
G+1.2A(l)	20.67	17.16
G+1.2B_c 1voies	52.05	48.61
G+1.2B_c 2voies	189.38	76.26
G+1.2B_c 3voies	245.46	97.24
G+1.2B_t 1voies	128.6	70.82
G+1.2B_t 2voies	266.71	95.3
G+1.2M_c120	138.84	67.56
G+1.2D₂₄₀	126.7	75.3

VI.7.VOUSSOIR SUR PILE

En suivant la démarche précédente de calcul et de modélisation on trouve les sollicitations critiques de voussoir sur pile :

CHAPITRE VI ETUDE TRANSVERSALE

- Table supérieure : $M_{max}=180.94$ KN.m $M_{min}=-294.22$ KN.m
- Table inférieure : $M_{max}=52.3$ KN.m $M_{min}=-80.3$ KN.m
- Ame : $M_{max}=264.1$ KN.m $N_{max}=155.53$ KN.

VI.8.FERRAILLAGE DES VOUSOIRS

Une fois on a déterminé les sollicitations aux niveaux des éléments du caisson on détermine le ferrailage en utilisant ROBOT EXPERT-BA .Les sections d'armatures nécessaires calculées par ROBOT EXPERT et le choix des barres pour les différents éléments sont représentées dans les tableaux au dessous.

- **Voussoirs courants**

Les sections d'armatures obtenues pour les voussoirs courants sont résumées dans le tableau qui suit

Tableau VI.4.Ferrailage des voussoirs courants

Sens	Élément		Section des arm(cm/ml)	Ferrailage
Transversalement	Hourdis supérieur	Nappe sup	47.8	HA 32ep=15cm
		Nappe inf	28.4	HA25 ep=15cm
	Hourdis inférieur	Nappe sup	6.3	HA14ep=15cm
		Nappe inf	12.1	HA 16 ep=15cm
	Âme	-	31.0	HA 25 ep=15cm
Longitudinalement	Hourdis supérieur	Nappe sup	15.93	HA18 ep=15cm
		Nappe inf	9.47	HA14 ep=15cm
	Hourdis inférieur	Nappe sup	2.1	HA8 ep=20cm
		Nappe inf	4.03	HA12 ep=20cm
	Âme	-	10.33	HA16 ep=15cm

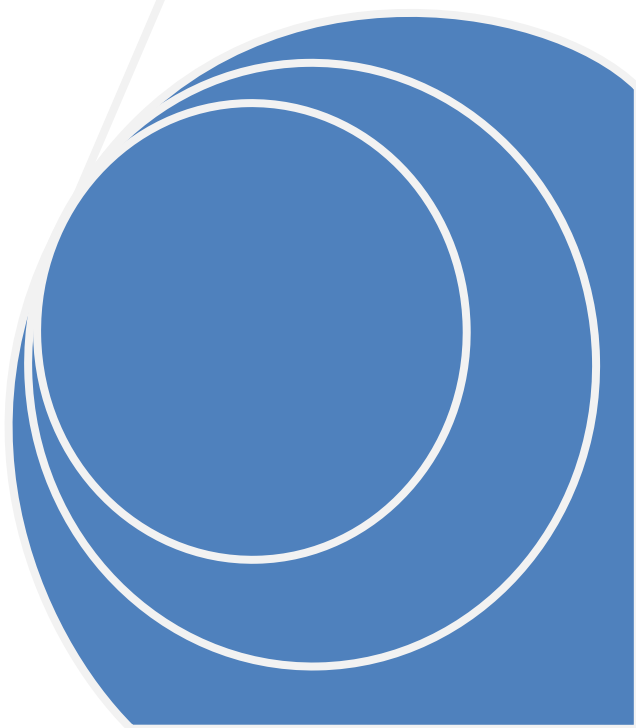
- **Voussoir sur pile**

Les sections d'armatures concernant le voussoir sur pile sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.Ferrailage du VSP

Sens	Élément		Section des arm(cm/ml)	Ferrailage
Transversalement	Hourdis supérieur	Nappe sup	51.3	HA25+HA20 ep=15cm
		Nappe inf	30.6	HA25 ep=15cm
	Hourdis inférieur	Nappe sup	8.3	HA14ep=15cm
		Nappe inf	13.1	HA 16 ep=15cm
	Âme	-	29.05	HA 25 ep=15cm
Longitudinalement	Hourdis supérieur	Nappe sup	17.1	HA20 ep=15cm
		Nappe inf	10.2	HA14 ep=15cm
	Hourdis inférieur	Nappe sup	2.77	HA10 ep=20cm
		Nappe inf	4.33	HA12 ep=20cm
	Âme	-	9.68	HA16 ep=20cm

CHAPITRE VII
LES EQUIPEMENTS
DU PONT



CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

VII.CHAPITRE VI : LES EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1.INTRODUCTION

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- Dé d'appui
- Appareil d'appuis.
- Joints de chaussée.

VII.2.APPAREILS D'APPUIS

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble. Pour chaque pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Les réactions sont calculées à l'ELS sous les combinaisons suivantes :

- G +1,2 (A(L) +ST)
- G +1,2 (BC +ST)
- G +1.2 (Mc120+ST)
- G +D240

Tableau VII.1.Calcul des réactions au niveau des appuis

Désignation	Réaction (t)			
	C1	P1	P2	C2
G+1.2 A(L)	147.32	1437.61	1437.61	147.33
G+1.2 BC	186.96	1143.8	1252.29	175.62
G+1.2 MC120	199.04	1099.38	1200.47	233.89
G+D240	187.24	1142.38	1247.02	176.08

- **Dimensionnement de l'appareil d'appui**
- **Aire de l'appareil d'appui :**
On désigne par a x b : l'aire de l'appareil d'appui où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

σ_{ap} : La contrainte de compression de l'appareil σ_{ap} est limitée à 150 kg/cm²

On doit vérifier les conditions suivantes :

→ La condition non cheminement. $\sigma_{min} = N_{min} / a.b \geq \sigma = 2 \text{ MPa}$

→ La Condition de non écrasement. $\sigma_{max} = N_{max} / a.b \leq \sigma = 15 \text{ MPa}$

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touché par les efforts tranchants engendre une réaction maximale $N_{max} = 7.18 \text{ MN}$, et minimale $N_{min} = 0,736 \text{ MN}$ donc :

Cas de la pile

$$2\text{MPa} \leq \frac{7.188}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \rightarrow 0.47\text{m}^2 \leq a \times b \leq 3.6\text{m}^2$$

Alors on prend $(a \times b) = (800 \times 800) \text{ (mm)}$ (Au niveau de la pile).

Cas de la culée

$$2\text{MPa} \leq \frac{0.74}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \rightarrow 0.04\text{m}^2 \leq a \times b \leq 0.37\text{m}^2$$

Et on prend : $(a \times b) = (500 \times 500) \text{ (mm)}$ (Au niveau la culée).

- **Hauteur T de l'élastomère**

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand coté de l'élastomère.

Ce qui donne :

- **Cas de la pile**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 80\text{mm} \leq T \leq 160\text{mm}$$

On prend $T = 120 \text{ mm}$.

- 9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t = 12 \text{ mm}$.
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\frac{t}{2} = 6 \text{ mm}$.
- 10 frettes intermédiaires d'épaisseurs : $t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc : $(a \times b \times e) = (800 \times 800 \times 160) \text{ (mm)}$



Figure VII.1. Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la pile.

CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

➤ Cas de la culée

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 50\text{mm} \leq T \leq 100\text{mm}$$

On prend $T = 90 \text{ mm}$.

- 8 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t = 10 \text{ mm}$.
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\frac{t}{2} = 5 \text{ mm}$.
- 9 frettes intermédiaires d'épaisseurs : $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc : $(a \times b \times e) = (500 \times 500 \times 120) \text{ (mm)}$

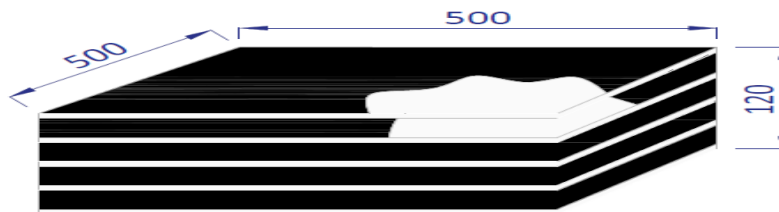


Figure VII.2. Dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la pile

Vérification des appareils d'appui

• Résistance à la compression

Cas de la pile

$$\sigma_{ap} = \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{7.188}{0,8 \times 0,8} = 11.23 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de la culée

$$\sigma_{ap} = \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{0.74}{0,5 \times 0,5} = 2.96 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Sécurité au flambement

$$\gamma_s \cdot Pu \leq Pc \quad \text{Avec } \gamma_s=3 \text{ sécurité ; } Pc = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$$

Cas de la pile

$$58.02 \leq 64.02 \quad \text{Vérifiée}$$

Cas de la culée

$$5.99 \leq 23.15 \quad \text{Vérifiée}$$

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

$Pu=1999.5 \text{ KN}$ (culée)

$Pu=19342.3 \text{ KN}$ (pile)

$$S = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} \Rightarrow S = \frac{0,8^2}{2 \times 0,12(0,8+0,8)} \Rightarrow \beta = 16,67(\text{pile}) / S = \frac{0,5^2}{2 \times 0,09(0,5+0,5)} \Rightarrow \beta = 13,89(\text{culée}).$$

$$d=3+10=13\text{mm (culée)} / d=4+12=16\text{mm (pile)}$$

CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

$$B=0.64m^2 / B=0.25m^2$$

$$G=0.9MPa$$

$$h=160mm \text{ (pile)} / h=120mm \text{ (culée)}$$

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$),

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

h : hauteur totale de l'appareil d'appui,

G : module de cisaillement,

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

- **Limitation de la distorsion δ**

On doit vérifier :

$$\text{Pour } p = \frac{Pu}{Pc} < 0.25 \rightarrow \delta < \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

$$\delta_0 = c/hc, \text{ borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

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

Tel que : - c : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire,

- hc : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile

$$\delta_0 = \frac{800}{160} = 5 \Rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \Rightarrow \text{Déplacement Max: } \delta_c = 1.723$$

$$\delta = \frac{4}{16} < \delta_c \dots \text{Vérfiée}$$

Cas de la culée

$$\delta_0 = \frac{500}{120} = 4.16 \rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \Rightarrow \text{Déplacement Max: } \delta_c = 1.723$$

$$\delta = \frac{4.1}{12} < \delta_c \dots \text{Vérfiée}$$

Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale : $H < f \times N_{max}$ Avec $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$

N est l'effort de compression vertical,

f est le coefficient de frottement.

H : effort de freinage qui vaut 14.41t.

- Cas de la pile

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{11.23} \right) = 0.15$$

$$0.144 < 0.15 \times 7.18 \text{ Vérifié}$$

- Cas de la culée

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{2.96} \right) = 0.3$$

$$0.144 < 0.15 \times 0.74 \text{ Vérifié}$$

- **Condition de non soulèvement sur les bords**

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{a} \right)^2 \left(\frac{\sigma_{min}}{G_{stat}} \right)$$

$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a.b}$ sachant que N_{min} sous poids propre en chaque appareil d'appui

$$\sigma_{min} = \frac{10,64}{0,8^2} \rightarrow \sigma_{min} = 16,63 \text{ MPa.}$$

$$0,03 \text{ rad} \leq \frac{3}{16,67} \left(\frac{0,12}{0,8} \right)^2 \left(\frac{16,63}{0,9} \right) = 0,07 \text{ Vérifié (pile).}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2,33}{0,5^2} \rightarrow \sigma_{min} = 9,52 \text{ MPa.}$$

$$0,03 \text{ rad} \leq \frac{3}{13,89} \left(\frac{0,09}{0,5} \right)^2 \left(\frac{9,52}{0,9} \right) = 0,07 \text{ Vérifié (culée).}$$

VII.3. ETUDES DES DÉS D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

- **Les dimensions des dés d'appuis**

$$A = B_x + 200 \rightarrow A = 800 + 200 \rightarrow A = 1000 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 \rightarrow B = 800 + 200 \rightarrow B = 1000 \text{ mm.}$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0} \rightarrow h \geq \frac{2 \times 1}{4} \rightarrow h \geq 0,5 \text{ m. on prend: } h = 0,6 \text{ m.}$$

$$\text{Avec } B_0 = A \times B \rightarrow B_0 = 1 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2(A+B) \rightarrow P_0 = 4 \text{ m}^2.$$

- **Ferraillage du dé d'appui**

Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$R = 0,25 R_{max}.$$

$$\text{ELS: } R_{sermax} = R_G + 1, 2R_{A(l)} \rightarrow R_{sermax} = 0,74 \text{ MN.}$$

$$\text{ELU: } R_{ultmax} = 1,35R_G + 1,6R_{A(l)} \rightarrow R_{ultmax} = \frac{1999,5}{2} \Rightarrow R_{ultmax} = 2 \text{ MN.}$$

R étant l'effort maximum donc $R_{max} = R_{ultmax} = 2 \text{ MN.}$

CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

Pour $f_e = 400$ MPa ; $\sigma_s = \frac{400}{1 \times 1,15} \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa.

Donc $A_u = \frac{0,25 \times 2}{348} \Rightarrow A_u = 15,36$ cm² ; Soit 6HA20 = 18,85 cm².

Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures qu'on appelle les armatures de profondeur.

La section calculée doit reprendre un effort de $R=0,125R_{max}$.

Donc $A_u = \frac{0,125 \times 2}{348} \Rightarrow A_u = 7,18$ cm² ; Soit 6HA14 = 9,24 cm².

Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

Ferrailage de surface (frettes sup)

Ces armatures sont capables de reprendre 4% R_{max}

Donc $A_s = \frac{0,04 \times 2}{348} \Rightarrow A_u = 2,29$ cm² ; Soit 4HA12 = 4,52 cm². Placées à la face supérieure des dés d'appui.

Ferrailage intérieur ou d'éclatement

Elles sont disposées sur une profondeur Z tel que : $H/3 < Z < H$

La section doit reprendre un effort de $R = 0,1 R_{max}$.

Donc $A_s = \frac{0,1 \times 2}{348} \Rightarrow A_u = 5,74$ cm² ; Soit 4HA16 = 8,04 cm². Disposées dans les deux sens

VII.4. JOINTS DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

- Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

- Dilatation thermique

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L = l \times \lambda \times \Delta T$$

Sachant que :

ΔL : Variation de la longueur.

L : La longueur dilatable.

λ : Coefficient de dilation.

ΔT : Différence de température.

$$\Delta L = l \times \lambda \times \Delta T = 56 \times 10^{-5} \times 12 \rightarrow \Delta L = 0,67 \text{ cm}$$

CHAPITRE VI LES EQUIPEMENTS DU PONT

- Retrait

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation.

$$\Delta L = L \times 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta L = 56 \times 3 \times 10^{-4} = 1.68 \text{ cm}$$

- Fluage

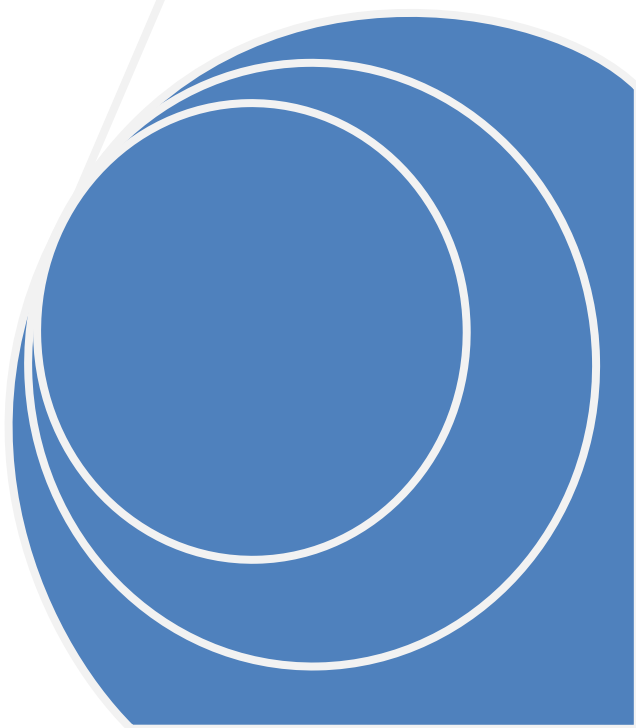
Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\Delta L = L \times 2.5 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta L = 56 \times 2.5 \times 10^{-4} = 1.4 \text{ cm}$$

Donc le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

$$W = 4.4 + 1.4 + 1.68 + 0.67 = 8.15 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII
ETUDE DE LA PILE



CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE

VII.1. INTRODUCTION

La pile est un appui intermédiaire de pont qui a pour rôle de transmettre les charges et les surcharges du tablier jusqu'au sol de fondation. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion une synthèse englobant essentiellement :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Liaison avec le tablier
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Dans ce chapitre on va présenter l'étude de la pile pour ce pont , son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier , le tablier peut être totalement encastré simplement appuyé , afin de transmettre toutes les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (en cas de fondations profondes).

VII.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

VII.2.1. Choix de type de la pile

Il existe deux types de piles : pile voile et pile poteau (simple ou type marteau avec une colonne pleine ou creuse). Vu de la largeur importante de notre ouvrage , on propose une pile poteau creux de forme marteau qui repose sur une fondation.

VII.2.2. Pré dimensionnement de la pile

Le dimensionnement de la pile dépend de plusieurs facteurs importants :

- **Le fonctionnement mécanique** : Les dimensions des piles et de leur tête en particulier dépend de leur mode de fonctionnement en construction avant et après clavage (emplacement des appareils d'appuis provisoires et définitives), et en service (prévision des conditions favorables pour le vérinage).
- **Type et mode de construction**: Vu de la hauteur modeste des piles ,le tablier soit préférablement simplement appuyé sur les piles ,et les piles peuvent être coulées en deux phases seulement.
- **L'esthétique** : L'ouvrage franchit une route nationale.

En se basant sur les dimensions des appareils d'appui provisoires (cales en béton), définitives, les dimensions des emplacements des vérins, la section longitudinale prend les dimensions définies dans la figure suivante :

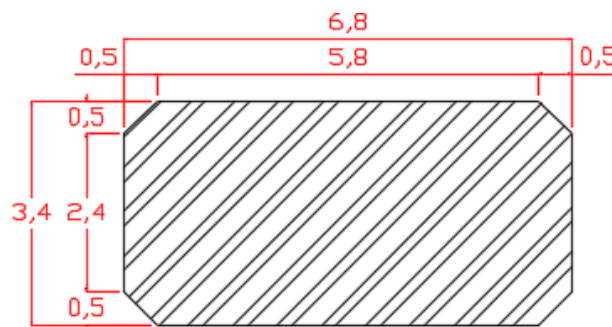


Figure VII.1.Coupe transversale de la pile du pont(sommier d'appuis) .

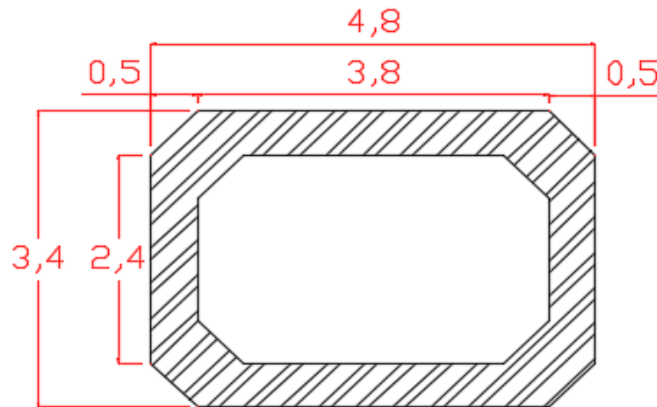


Figure VII.2.section transversale du poteau creux de la pile

On a opté pour cette section de pile creuse, car elle a une section transversale importante (une pile pleine avec cette section a un poids très important).de plus les piles marteaux sont très réponsus pour l'aspect esthétique.

L'ensemble des données définissant les positions des piles et leur hauteur sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Positionnement et hauteur des piles.

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique (PK)	65+411	65+461
Hauteur de la pile (m)	9.1.0	7.0

VII.3. VERIFICATION DE LA STABILITE AUX FLAMBEMENT DE LA PILE

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus élancée -Pile 1- :

$$I_x = 3.26 \text{ m}^4 ; I_y = 9.44 \text{ m}^4 ; S = 7.2 \text{ m}^2 ; h = 9.2 \text{ m}$$

L'élancement λ est calculé par la relation:

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Où ;

l_f : la longueur du flambement

i : rayon de giration

$$l_f = 2 \times h = 18.4 \text{ m}$$

Dans le sens longitudinal

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1,128 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{18.4}{1.128} = 16.31 < 70 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Dans le sens transversal

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0,663 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{18.4}{0.663} = 27.75 < 70 \text{ (Condition vérifiée)}$$

VII.4. EVALUATION DES SOLLICITATION SUR LA PILE

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de fondation.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs des différentes actions sollicitant la les piles.

Tableau VII.2.Efforts verticaux sur la pile.

L'effort vertical	Valeur (KN)
Poids propre du tablier "Gt"	2718,2
Surcharge A(L)	3976,71
Surcharge Bc (2 voies)	1147,87
Surcharge Mc120	1092,08
Surcharge D240	2257,14
Surcharge S(T)	159,37

VII.5. ETUDE SISMIQUE

Pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage, l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les points de sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions est prise en compte pour le calcul.

Cette action est fonction de l'accélération de la zone. Donc, un spectre de réponse horizontal pour les deux composantes horizontales de mouvement et un spectre de réponse vertical pour la composante verticale de mouvement, sont utilisés pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

VII.5.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2^{ème} classe
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- Notre ouvrage est classé en **zone I**
- L'accélération de zone A= 0,12.

VII.5.2. Méthode de calcul

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de l'ouvrage :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamentale).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

On utilise la méthode spectrale monomodale.

La méthode spectrale monomodale

Conditions d'application

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, autrement dit, La masse des piles "M_P" doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier "M_T".

$$M_P = \rho \times S \times (H_1 + H_2) = 25 \times 7.2 \times (9.1 + 7) = 2898 \text{ KN}$$

NB : H1 représente la hauteur de la pile 01 et H2 la hauteur de la pile 02

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE

$M_T = 27182.4 \text{ KN}$.

$0,43 \times M_T = 11688.43 \text{ KN} \rightarrow M_P < 0,43 M_T$ (Condition vérifiée).

- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades.

Pour notre cas, on a un pont droit et non-biais (Condition vérifiée).

- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades.

Pour notre cas, l'ouvrage est droit et non-courbe (Condition vérifiée).

- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse "X_M" du tablier et le centre élastique des appuis "X_A" (excentricité théorique e₀) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal

• Le calcul du centre de masse du tablier

Le pont est droit, non-courbe, non-biais, ce qui signifie que le centre de masse se situe au milieu de l'ouvrage :

$$X_M = \frac{L}{2} = \frac{112}{2} = 56 \text{ m}$$

• Le calcul du centre de masse des appuis

$$X_T = \frac{\sum X_i K_{pi}}{\sum K_{pi}} = \frac{X_1 K_{p1} + X_2 K_{p2} + X_3 K_{p3} + X_4 K_{p4} + X_5 K_{p5}}{K_{p1} + K_{p2} + K_{p3} + K_{p4} + K_{p5}}$$

Avec : k_i : la rigidité de l'appui (pile).

x_i : la distance de l'abscisse de l'appui par rapport à un repère arbitrairement choisi.

On calcule les rigidités de chaque appui :

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{aa}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}}}$$

$$k_{aa} \text{ (appareil d'appui)} = n \times G \times \frac{a \times b}{e}$$

Tels que :

n : Nombre d'appareils d'appui par appui (n=2).

G : Module de cisaillement.

a et b représentent les dimensions de l'appareils d'appui et e son épaisseur.

Le tableau suivant donne les rigidités des piles :

Tableau VII.3. Rigidités des piles.

Appui	I(m ⁴)	fc ₂₈ (Mpa)	E(Mpa)	K _{pile} (MN/m)	K _{aa} (MN/m)	K _{appui} (MN/m)
Pile 01	10,70	27	33000	1533.05	38.4	37.38
Pile 02	10,70	27	33000	3369.1	38.4	37.93

Le tableau suivant donne les rigidités des culées :

Tableau VII.4. Rigidités des culées.

Appui	K _{culée} (MN/m)	K _{aa} (MN/m)	K _{appui} (MN/m)
Culée 01	Infiniment rigide	22.22	22.22
Culée 02	Infiniment rigide	22.22	22.22

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$X_T = \frac{\sum X_i K_{pi}}{\sum K_{pi}} = \frac{0 \times 22.22 + 31 \times 37.38 + 81 \times 37.93 + 112 \times 22.22}{119.75} = 56.06$$

$$|56.11 - 56| \leq 5.06 \text{ vérifiée}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE

Alors, l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement ; et la méthode spectrale monomodale est applicable.

VII.5.3. Séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F = M \times S_a(T; \xi)$$

Tels que :

M : est la masse totale du tablier (Le pont est simplement appuyé), qui a pour valeur :

$$M = 1269.632t$$

$S_a(T; \xi)$: est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période (T).

Pour le calcul de l'accélération spectrale, on utilise le spectre de réponse élastique

D'après le R.P.O.A, il y a lieu de se référer pour les équations suivantes :

$$S_a(T; \xi) = \begin{cases} \mathbf{AgS} \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & \mathbf{0 \leq T < T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \leq T < T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} \left(\frac{T_2}{T}\right) & \mathbf{T_2 \leq T < 3,00 s} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & \mathbf{T \geq 3,0 s} \end{cases}$$

Où :

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

ξ : Taux d'amortissement égale à : 5% (béton armé).

η : facteur de correction de l'amortissement qui a comme valeur : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$

T : Période fondamentale de l'ouvrage qui a comme valeur :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{27.1824}{119.750}} = 2.99 \text{ s}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, qui égales respectivement à : 0,15 et 0,30.

S : coefficient du site associé à la catégorie de site, qui égale à : 1

A : Coefficient d'accélération de la zone : A = 0,12.

$$0.3 \text{ s} < T = 2.99 \text{ s} < 3,00 \text{ s} \text{ donc : } S_a(T; \xi) = 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_a(T; \xi) = 2,5 \times 1 \times 0.12 \times 9.81 \times 1 \times \left(\frac{0.3}{2.99}\right) = 0.29 \text{ m/s}^2$$

Donc : $F = M \times S_a(T; \xi) = 27182.4 \times 0.29 = 7882.89 \text{ KN}$

D'où la force horizontale est égale :

$$F_{p1} = F_{p2} = \frac{37.38}{119.75} \times 7882.89 = 2460.6 \text{ KN}$$

Tableau VII.5. Récapitulatif du calcul sismique.

Direction	Masse (t)	Période (s)	Accélération spectrale S_a (m/s ²)	déplacement (cm)		Force sismique (KN)
				Tablier-sol	Pile-Sol	
Longitudinal	27182.4	2.94	0.29	Tablier-sol	6.56	7882.89
				Pile-Sol	6.5	

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE

- **Combinaison d'actions**

Les valeurs des efforts des combinaisons sismiques dans la pile N°02, sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.6.Sollicitations sur la pile n°2.

Etat	Combinaison	F _v (KN)	F _h (KN)	M (KN.m)
ELU	1,35G + 1,6A(l)	42962.75	1296.32	9074.24
ELS	G + 1,2A(L)	32063.36	972.24	6805.68
ELA	G+ E _{long}	35065.29	2460.6	17224.6

- **Armatures longitudinales :**

Pour le calcul des armatures à la flexion composé, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTER.

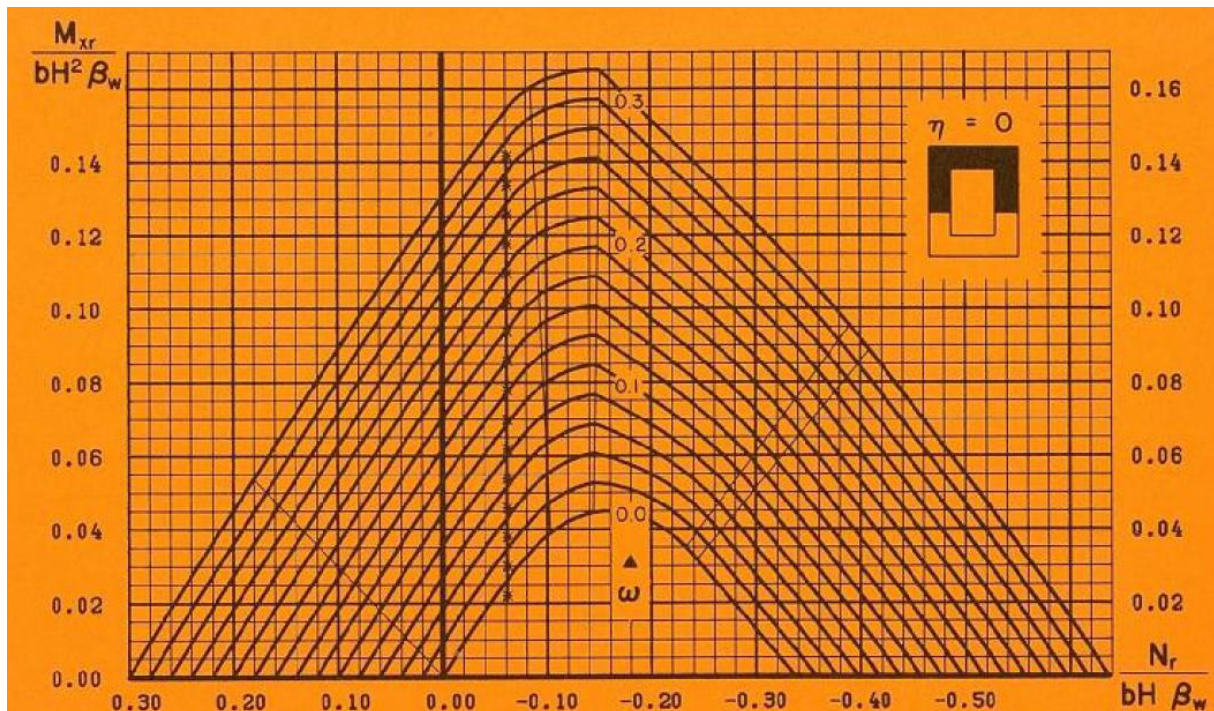


Figure VII.3. Abaque de RENE WALTHER.

On a :

$$n = \frac{N_{max}}{bH\beta_w} = \frac{35.06529}{4.8 \times 3.4 \times 27} = 0.079$$

$$m = \frac{M_{max}}{bH^2\beta_w} = \frac{17.2246}{3.4 \times 4.8^2 \times 27} = 0.0072$$

Avec:

b : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 3.4m.

H : longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 4.8m.

f_{c28} : résistance caractéristique de compression du béton à 28 jours est égal à 27 Mpa.

n : Abscisse de l'abaque.

m : ordonnée de l'abaque.

Et on a :

$$\omega = \frac{Fa \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w}$$

D'après l'abaque :

$$\omega = 0.08 \Rightarrow Fa = \frac{b \times H \times \beta_{\omega} \times \omega}{\sigma_f} = \frac{4.8 \times 3.4 \times 27 \times 0.08}{400} = 881.28 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section minimale d' armature

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times S \times \frac{f_{tj}}{f_c}$$

D'ou $A_{s,\min} = 111.8 \text{ cm}^2$.

Donc $A_s > A_{s,\min}$.

- **Armature longitudinales**

- ❖ **Coté H**

0.30 Fa = 264.38 cm²

La longueur disponible pour les deux couches d' armature $H_s+H_i = 767 \text{ cm}$ ou on dispose $0.3 \times Fa/2$ armature pour chaque couche.

Ce qui donne : HA25 $e = 15 \text{ cm}$ pour chaque nappe.

- ❖ **Coté b**

0.20 Fa = 176.25 cm²

Longueur disponible $H_s+H_i = 487 \text{ cm}$ 2 couches d' armature sur on dispose $Fa/2$ d'armature pour chaque couche.

Ce qui donne : HA25 $e_p = 15 \text{ cm}$ pour chaque nappe

- **Armatures transversales**

La section d'armature transversale est estimée à partir de la section d'armature longitudinale par 1 m linéaire suivant le rapport suivant :

$$A_{st} \geq \frac{A_{sl}}{3} = \frac{S(7HA25)}{3} = 11.45 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : HA18 avec un espacement de 20 cm.

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100} \Rightarrow A_t \geq 4.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (Condition vérifiée)}.$$

VII.6. LES FONDATIONS

VII.6.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par le LTP EST, les fondations superficiel sont de faible portance , Donc il est prévu de faire des fondations profondes.

Pour cette partie d'étude des fondations de la pile, on va étudier juste les fondations profondes de la pile N°2. Les pieux forés ont un diamètre de 1,20 m. et le laboratoire recommande une profondeur de 15 m pour les pieux.

VII.6.2. Le calcul de la capacité portante admissible du pieu

La charge limite Q_u d'un élément de fondation profonde (pieu) est obtenue par la formule suivante :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

- Q_{pu} : La charge limite de pointe du pieu égale à : $Q_{pu} = A \times q_{pu}$
- Q_{su} : La charge limite de frottement latéral égale à : $Q_{su} = P \times \sum q_{si} \times e_i$

Tels que :

- A : Aire de la section droite du pieu égale à : $A = 1,13 \text{ m}^2$
- P : Périmètre de la section droite du pieu égale à : $P = 3,77 \text{ m}$
- q_{pu} : Résistance limite à la pointe égale à :
 $q_{pu} = k_p \times P_{le}^* = 1,8 \times 50 (\text{bar}) = 90 \text{ bar} = 9000 \text{ KN/m}^2$.
- q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans la couche i .
- e_i : Epaisseur de la couche i .

Alors, $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 1,13 \times 900 \text{ t} + 452 \text{ t} = 1469 \text{ t}$.

Donc, la charge limite d'un pieu égale à : **14690 KN**

La formule avec laquelle on peut calculer la capacité portante admissible du pieu est :

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{3} = 659.16 \text{ t}$$

La capacité portante admissible égale à : 6591.6KN

VII.6.3. Calcul et disposition des pieux

Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$N = \frac{\text{La descente de charge maximale}}{\text{La portance d'un pieu}}$$

En prenant en considération le poids de la semelle ainsi que le poids des terres au-dessus de la semelle (majoré par 10% de la charge totale), La descente de charge maximale devient :

$$R_u' = 1,1 \times R_u = 1,1 \times 44222.75 \Rightarrow R_u' = 48645.025 \text{ KN}.$$

$$N = \frac{48645.025}{6591} = 7.38.$$

On prend : $N = 12$ pieux.

- **Disposition des files des pieux**

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement de $e_p = 3.6$ (l'espacement doit vérifier : $e_p > 0,75 \times 2 \phi = 1.8 \text{ m}$) m car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 3 files de 4 pieux.

- **L'effet du groupe des pieux**

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et leur voisinage diminue leur force portante. On calcule le rendement des pieux avec la formule de Los-Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{\phi}{e_p} \times \frac{1}{\pi mn} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)] = 0,80.$$

$C_e = 80\% > 30\% \Rightarrow$ L'effet du groupe est très important.

VII.6.4. Pré dimensionnement de la semelle

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

- **La largeur de la semelle**

La largeur de la semelle est calculée à partir de cette inégalité :

$$B \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\phi_p}{2} + d \right) \times 2 + e_p \times (n-1) \\ B = a + d \times 2 \end{array} \right.$$

Avec :

- ϕ_p : diamètre des pieux dans le sens longitudinal.
- d : débord aux nus des pieux, On prend : $d = 50 \text{ cm}$.
- a : Longueur de la pile.

D'où $B = 9.4 \text{ m}$.

- **La longueur de la semelle**

En respectant le débord aux nus des pieux et l'écartement entre les pieux, on aura une longueur égale à : $L = 13 \text{ m}$.

- **La hauteur de la semelle**

En respectant la condition de non écrasement des bielles, la hauteur utile de la semelle est donnée par :

$$0,5 \times (e_p - \frac{\phi}{2}) \leq d \leq 0,7 \times (e_p - \frac{\phi}{2ep}) \Leftrightarrow 1,5 \leq d \leq 2,4$$

On retient ; $d = 1,8 \text{ m}$.

Alors, la hauteur de la semelle est égale à : $H = \frac{d}{0,9} = \frac{1,8}{0,9} = 2 \text{ m}$.

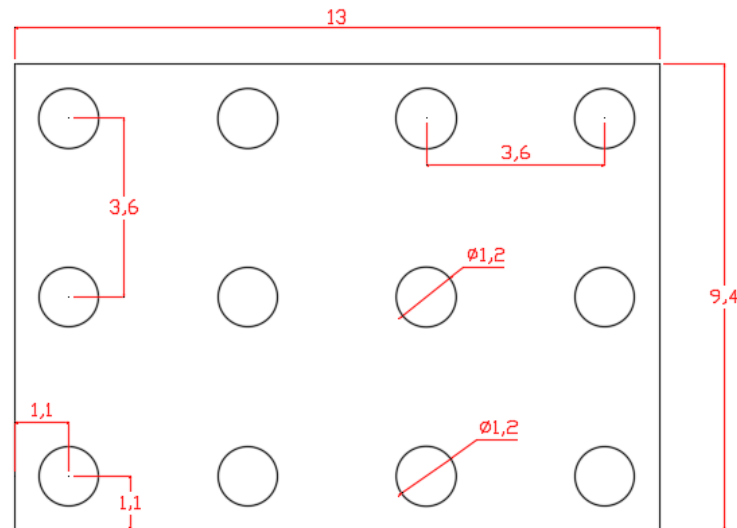


Figure VII.4. Dimension de la semelle et disposition des pieux.

VII.6.5. Evaluation des efforts

VII.6.5.1. Evaluation de l'effort vertical

L'effort normal maximal résulte de la combinaison la plus défavorable de l'E.L.U et de l'E.L.S ; auquel il faut rajouter le poids de la semelle et le poids des terres qui au-dessus de la semelle.

- **Calcul du poids propre de la semelle**

$$P = 25 \times 9.4 \times 13 \times 2 = 6110 \text{ KN.}$$

- **Calcul du poids des terres sur la semelle**

L'ancrage de la semelle dans la terre est : 2,90 m et la hauteur de la semelle est : 2 m.

- $P = \gamma_{\text{Remblai}} \times (S_{\text{Semelle}} - S_{\text{Pile}}) \times H_{\text{terre}}$
- $P = 18 \times (122,2 - 7.2) \times 1.0 = 2790 \text{ KN.}$

- **Calcul de l'effort vertical**

- **À l'ELU**

$$F_v = 42962.75 + 6110 + 2790 = 51862.36 \text{ KN.}$$

- **À l'ELS**

$$F_v = 32063.36 + 6110 + 2790 = 40963.36 \text{ KN.}$$

- **À l'ELA**

$$F_v = 35065.29 + 6110 + 2790 = 43965.29 \text{ KN.}$$

VII.6.6. Evaluation du moment fléchissant au pied de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle , on va déterminer les sollicitations maximales longitudinalement , et le généraliser pou le sens transversale.

Les force horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieur de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à : $H = H_{\text{Dés d'appui}} + H_{\text{Pile}} + H_{\text{Semelle}}$

$$H = 0,6 + 7 + 2 = 9.6 \text{ m.}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PILE

- À l'E.L.U : $M_{ult} = F_h \times H$ $M_{ult} = 17150,39 \text{ KN.m}$

Le tableau suivant résume les différents efforts appliqués à la semelle:

Tableau VII.7. Les efforts dans la semelle .

Etat	F _v (KN)	F _h (KN)	M (KN.m)
ELU	42962.75	1296.32	12444.6
ELS	32063.36	972.24	9333.5
ELA	35065.29	2460.6	23621.7

- **Effort revenant à chaque pieu**

Admettant les hypothèses suivantes :

- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

- **À l'E.L.U**

$$N_{max} = \frac{42962.75}{12} + \frac{12444.6 \cdot 6.49}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 4.7^2 + 4 \times 8.3^2} = 3811.5 \text{ KN.}$$

$N_{max} = 3811.5 \text{ KN} < Q_{adm} = 6591 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

Et pour les pieux centraux on doit vérifier :

$N_{max} < 0.7 * Q_{adm} = 4613.7 \text{ KN}$ (Condition vérifié).

$$N_{min} = \frac{42962.75}{12} - \frac{12444.6 \cdot 6.49}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 4.7^2 + 4 \times 8.3^2} = 3348.9 \text{ KN.}$$

$N_{min} = 3348.9 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la semelle.

- **À l'E.L.S**

$$N_{max} = \frac{32063.36}{12} + \frac{9333.5 \cdot 6.49}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 4.7^2 + 4 \times 8.3^2} = 2845.5 \text{ KN.}$$

$N_{max} = 2845.5 \text{ KN} < 0.7 * Q_{adm} = 4613.7 \text{ KN} \rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

$$N_{min} = \frac{32063.36}{12} - \frac{9333.5 \cdot 6.49}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 4.7^2 + 4 \times 8.3^2} = 2498.4 \text{ KN.}$$

$N_{min} = 2498.4 \text{ KN} > 0 \rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la semelle.

- **À l'E.L.A**

$$N_{max} = \frac{35065.29}{12} + \frac{2460.6 \cdot 6.49}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 4.7^2 + 4 \times 8.3^2} = 3361.2 \text{ KN.}$$

$N_{max} = 3361.2 \text{ KN} < 0.7 * Q_{adm} = 4613.7 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

$$N_{min} = \frac{35063.29}{12} - \frac{2460.6 * 6.49}{4 * 1.8^2 + 4 * 4.7^2 + 4 * 8.3^2} = 2482.9 \text{ KN.}$$

$N_{min} = 2482.9 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la semelle.

VII.6.7. Ferrailage de la semelle

- **Ferrailage principale**

Pour le ferrailage de la semelle, on utilise la méthode des consoles en flexion simple.

On calcule le moment M : $M = N_{max} \left(\frac{ep}{2} - \frac{\phi}{2} \right)$.

$$M = 3811.5 \times \left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{2} \right) = 4573.6 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$A_s = \frac{M}{Z * \sigma_s} = \frac{M}{0,81 * h * \sigma_s} = \frac{4573.6}{0,81 * 2 * \frac{2}{3} * 4 * 10^5} = 105.8 \text{ cm}^2.$$

Donc pour la nappe inférieure on a HA25 avec un espacement de 20 cm.

Pour le ferrailage de la nappe supérieure des sections passant au plus de 1.6 m ($L = \emptyset + h = 3,2 \text{ m}$) près des axes des pieux on opte pour le même ferrailage une nappe (ferrillé par 16HA25 avec un espacement de 20 cm).

- **Armatures de répartition**

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on place des armatures de répartition tel que :

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{181.1}{3} = 60.37 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne HA16 } ep = 20 \text{ cm}$$

- **Ferrailage latéral**

$$A_{lat} = \frac{A_s}{10} = \frac{181.1}{10} = 18.11 \text{ cm}^2.$$

On prend: HA14/3,2 ml ($ep = 25 \text{ cm}$).

VII.7. ETUDE ET FERRAILAGE DES PIEUX

Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas compte du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour y s'opposer.

VII.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un pieu dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

b : diamètre des pieux.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

α : longueur élastique du pieu.

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$
$$\alpha = 0.236 \text{ m.}$$

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

- **Calcul de λ**

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_u = 35 \text{ MN/M}^3.$

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}\right)} = 0.193 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.193 \times 15 = 2.895 \text{ m.}$

- **Effort tranchant en tête du pieu**

- **Condition normale**

L'effort tranchant maximale en tête de la semelle: $H = 2460.6 \text{ KN.}$

$$\bar{P} = \frac{H}{12} = 205.05 \text{ KN/pieu.}$$

VII.7.2. Calcul des sollicitation par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right)$$

VII.7.2.1. Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = \left(\chi_{\theta M} \times \bar{M}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

\bar{P} : Effort tranchant en tête du pieu.

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.35, \chi_{\theta M} = 1.69 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48 \\ \text{Donc : } \lambda L = 2.895 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.18, \chi_{\theta M} = 1.5 \end{array} \right.$$

$$\bar{M} = -\frac{1.18}{1.5} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\bar{M} = -835.78 \text{ KN.m}$$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Tableau VII.8. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$.

X \ Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta P}$	0,270	0,470	0,580	0,480	0,510	0,400	0,280	0,140
$\chi_{\theta M}$	0,990	0,930	0,830	0,670	0,510	0,340	0,210	0,090

VII.7.2.2. Détermination des moments tout le long du pieu

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

➤ Condition sismique :

$$M(Z) = (-835.78 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{205.05}{0.193} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Tableau VII.9. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z .

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M(Z)	-540.56	-277.93	-77.48	-50.0	115.59	140.8	121.97	73.5

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -540.56 \text{ KN.m}$.

VII.7.2.3. Ferrailage des pieux

Une fois on a déterminé les sollicitations aux niveaux des pieux on détermine le ferrailage en utilisant ROBOT EXPERT-BA

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et les sections sont calculées à partir des sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 3811.5 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = -540.56 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures nécessaires calculé par ROBOT EXPERT $A_s=22.6 \text{ cm}^2$.

➤ **Armature minimal**

❖ **Condition normal :**

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c}$$

$$A_s = 17.55 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition sismique :**

$$A_{s,\min} \geq 0.5\% * S$$

$$A_{s,\min} \geq 55.52 \text{ cm}^2.$$

On prend 21HA20 de section 56.97 cm^2 .

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{21} = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm.}$$

Donc, on prend des cercles de HA10 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

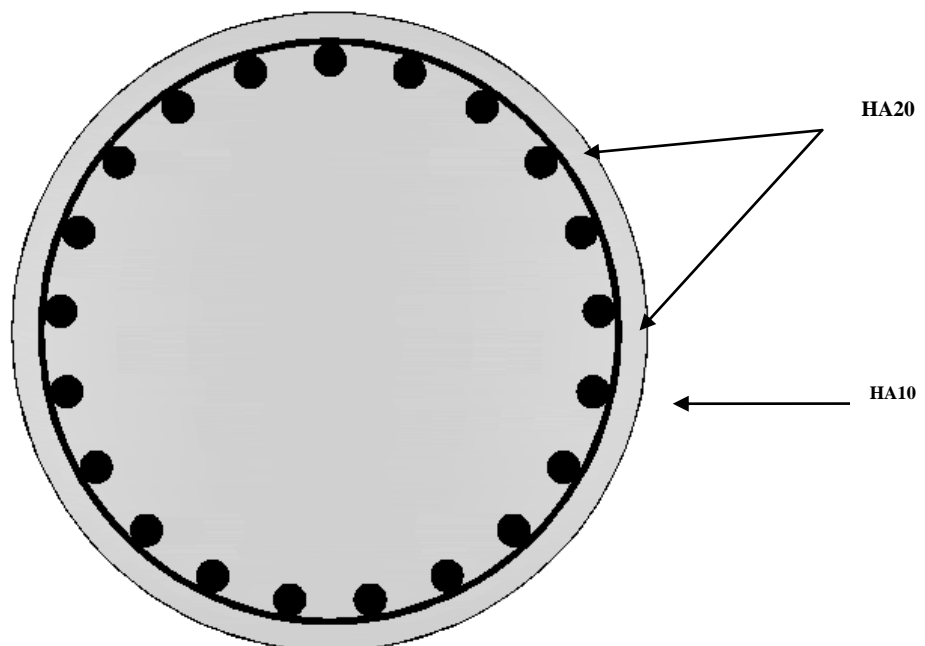


Figure VII.5. Ferrailage du pieu (2D).

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

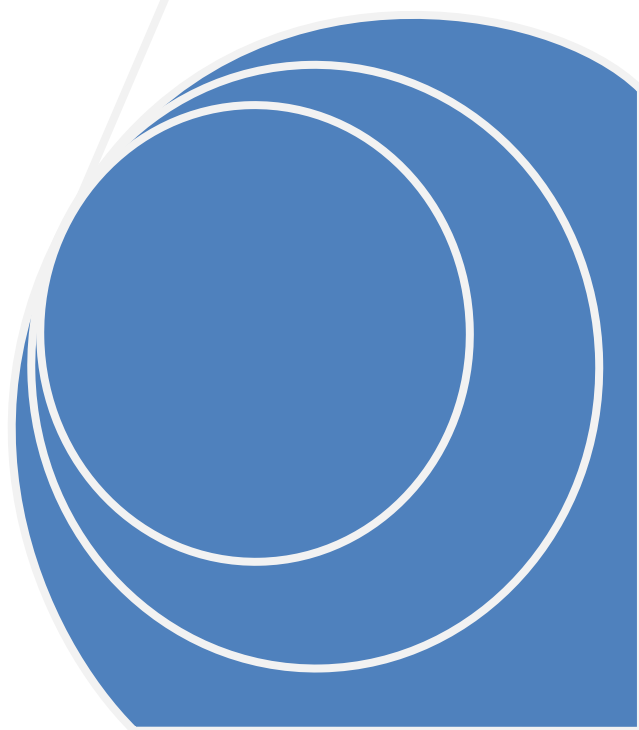
Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Vu le développement de l'outil informatique, nous avons pu toucher et maîtriser plusieurs logiciels de dessin et de calcul notamment AutoCAD et le logiciel Robot Structural Analysis.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

A la fin de ce travail, nous nous rendons compte que beaucoup reste à apprendre sur l'ingénierie des travaux publics, chose qui nous pousse à vouloir approfondir nos connaissances sur ce vaste domaine.

BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

Calgaro, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

Calgaro, J.A & Virlogeux, M., *Projet et construction des ponts*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

Thonier, H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2^{ème} édition, (France), (1992).

AMIEUR Mohammed, cours de pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BENREDHOUANE Mustapha, cours de béton armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2016.

BOUTEMEUR Ramdhane, cours de béton précontraint, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2016.

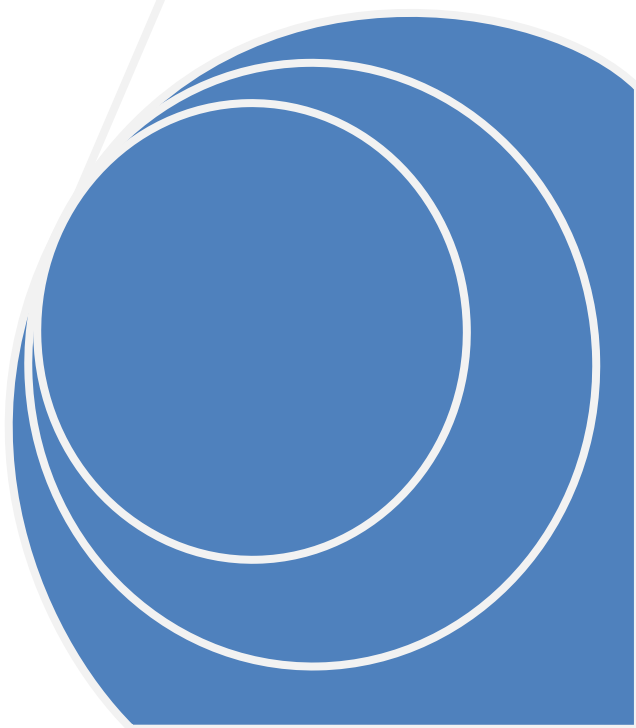
KIBBOUA, cours des règles parasismiques applicables sur un pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.

Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003).

BOUNAB Sofiane, & MEDJOU DJ Abderrezak : Etude d'un pont caisson courbe construit par encorbellement successif au niveau de la pénétrante Guelma–autoroute Est-Ouest, thèse d'ingénieur sous la direction de Dr. TAKI, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2013.

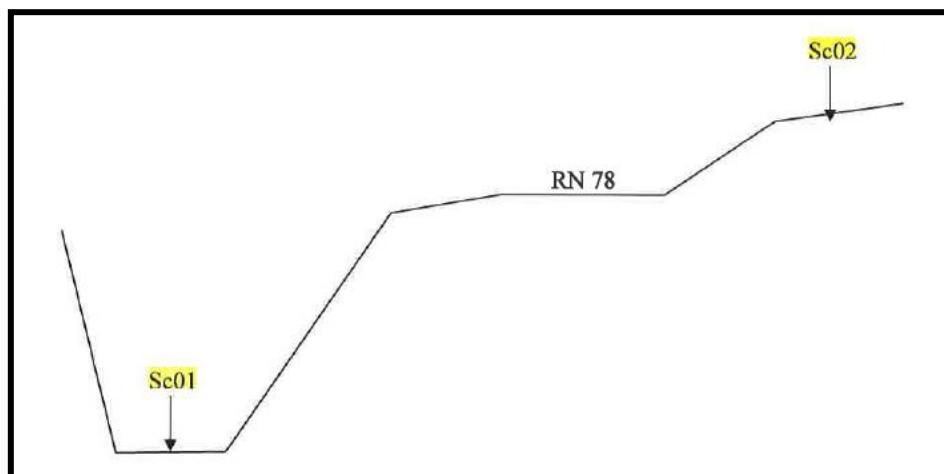
NASRI Mohamed Amine, & ISAAD Adel : étude d'un pont sur un échangeur RN 12-RN 24 au niveau de la wilaya de Bejaia, thèse d'ingénieur sous la direction de CHERIF Mohamed, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2014.

ANNEXE



ANNEXE A

A.1. Implantation des sondages carottés



La coupe géologique détaillée se présente comme suit :

▪ Sondage N° 01

0.00-----8.10m : Alluvions grossières(Grave et cailloux avec sables).

8.10-----15.0m : Cailloux et galets avec blocs.

▪ Sondage N° 02

0.00-----1.50m : Grave et caillx à ciment limono-argilo brunâtre .

1.50-----7.70m : Sable avec cailloux et graves..

7.70-----12.50m : Conglomérat très dur à ciment calcaireux "RQD = 100% ".

A.2. Résultats de l'analyse granulométrique

Echantillon	% Argile $\varnothing < 0.002 \text{ mm}$	% Limon $0.002 < \varnothing \text{ mm} < 0.06$	% Sable $0.06 < \varnothing \text{ mm} < 2$	% Grave $2 < \varnothing \text{ mm} < 60$	% Cailloux $60 < \varnothing \text{ mm} < 200$	CLASSIFICATION
SC1(2.0 -2.50)m	-	2 %	11 %	65 %	24 %	Grave propre mal gradué « GW »
SC1 (2.50-3.00) m	-	6 %	33 %	61 %	0 %	
SC2 (2.00-2.50)m	-	24 %	24 %	52 %	0 %	Grave limoneux « GL »
SC2 (4.0 -4.50) m	6 %	62 %	28 %	4 %	0 %	Limon sableux « C »

A.3. Résultats de calcul des fondations profondes

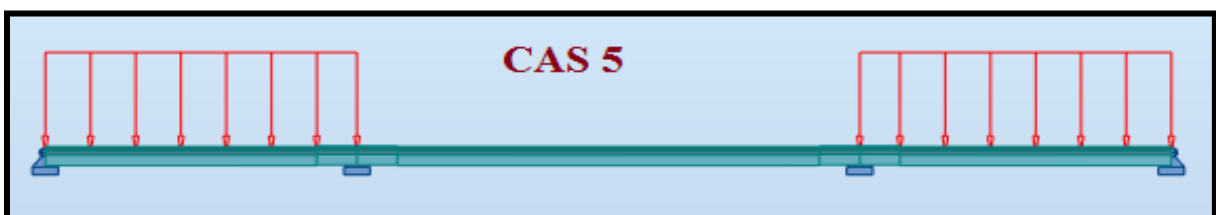
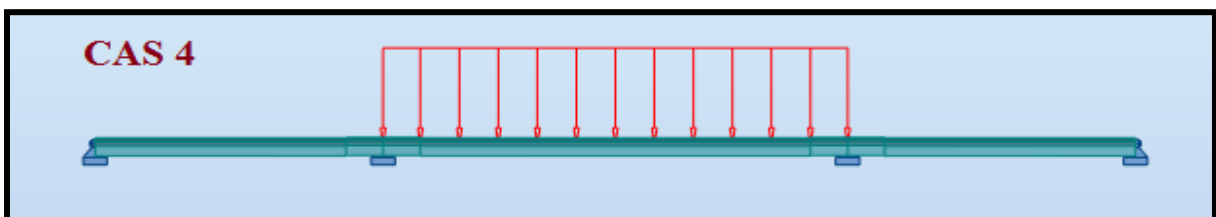
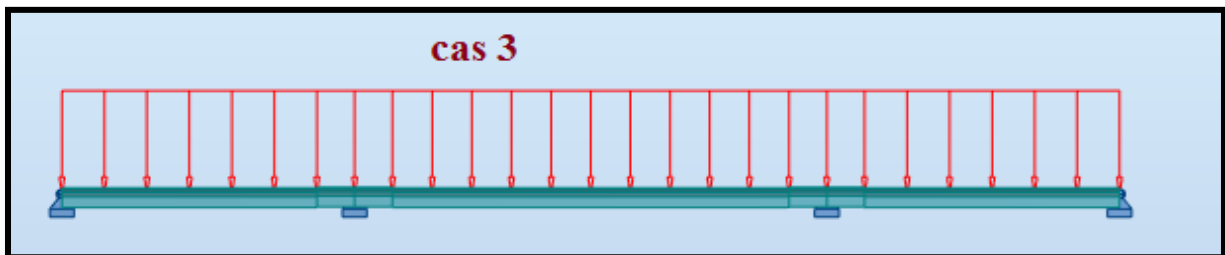
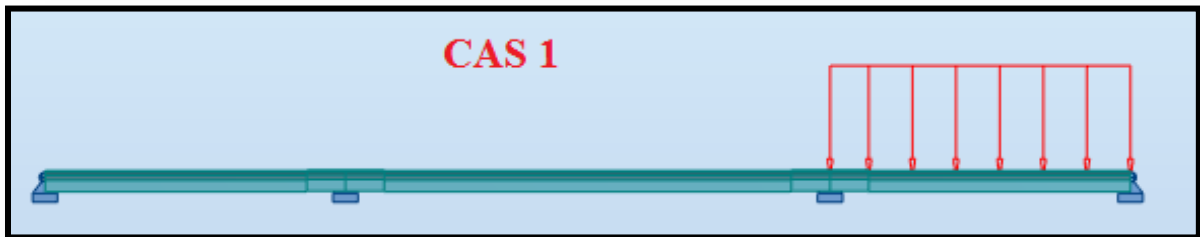
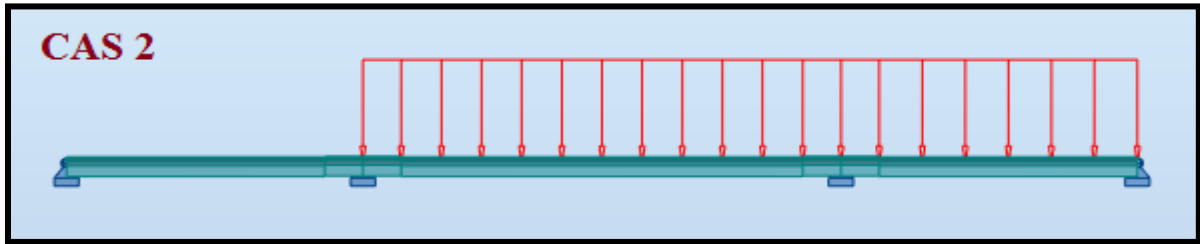
Différentes charges	Forré simple (Culé en amont)	Forré tubé (tube perdu) (Culé et pile en aval)
Longueur D « m »	12.0	22.0
Charge limite de pointe Q _{pu} « t »	1017.4	678.2
Charge limite de frottement Q _{su} « t »	452.0	663.0
Charge ultime du pieu Q _u « t »	1469.5	1341.4
Charge nominale Q _n « t »	565.0	558.0
Charge intrinsèque Q _i « t »	565.2	565.2
Charge de fluage Q _c		803.3
Charge admissible en compression ELU « t »	1050.0	958.1
Charge admissible en compression ELS « t »	589.4	573.8
Surlonguer du pieu ΔD « cm »	0.0	0.5

A.4. Résultats de l'analyse chimique

Désignation des échantillons	Teneur exprime en % par apport au MAT.SEC						P.H
	% Insolubles	% Carbonates CaCO ₃	% Chlorures NaCl	% Matières organique	% Gypses CaSO ₄ , 2H ₂ O	% SO ₄ ⁻	
SC1 (2.00 - 2.50)m	41.64	42.42	-	-	Néant	Néant	-
SC1 (2.50 - 3.00) m	34.09	43.18	-	-	Néant	Néant	-
SC2 (2.00 - 2.50)m	27.2	65.15	-	-	Néant	Néant	-
SC2 (4.00 - 4.50) m	35.73	59.09	-	-	Néant	Néant	-

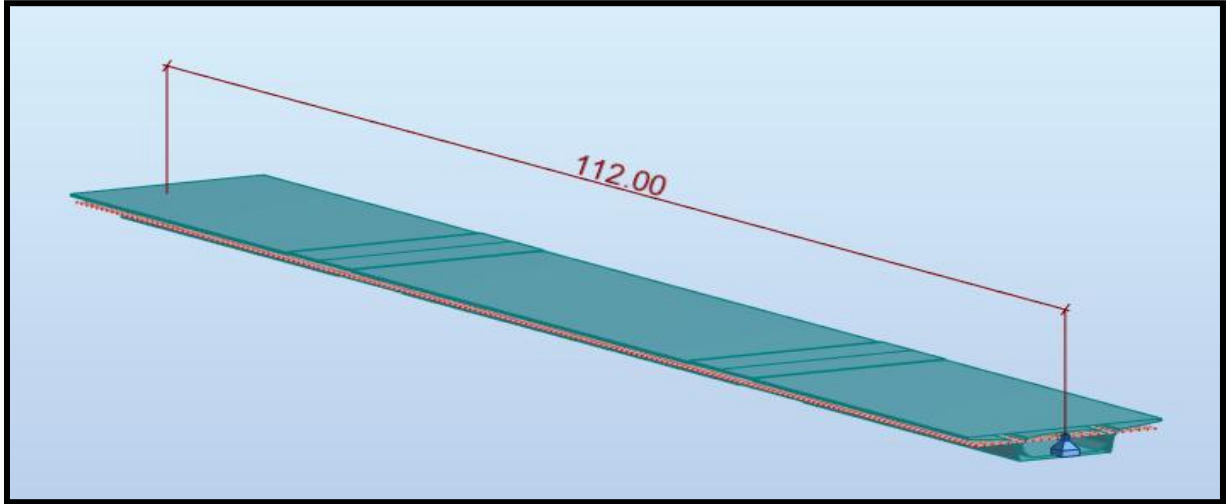
ANNEXE B

Les différents cas chargement par la surcharge A(l) sur le tablier

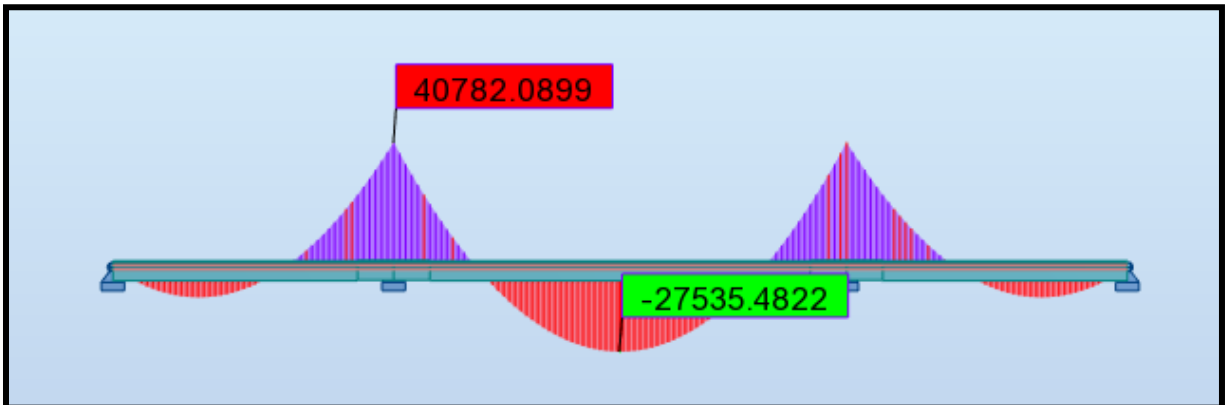


ANNEXE C

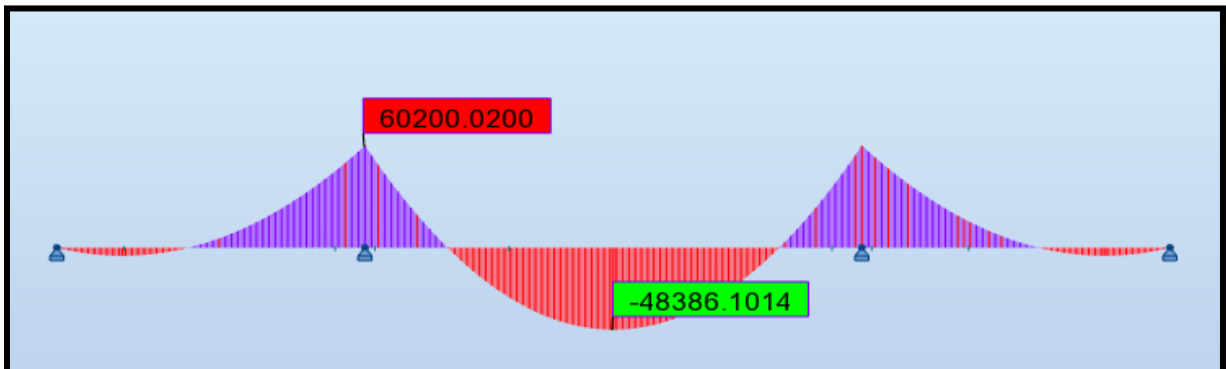
C.1. Modélisation longitudinale



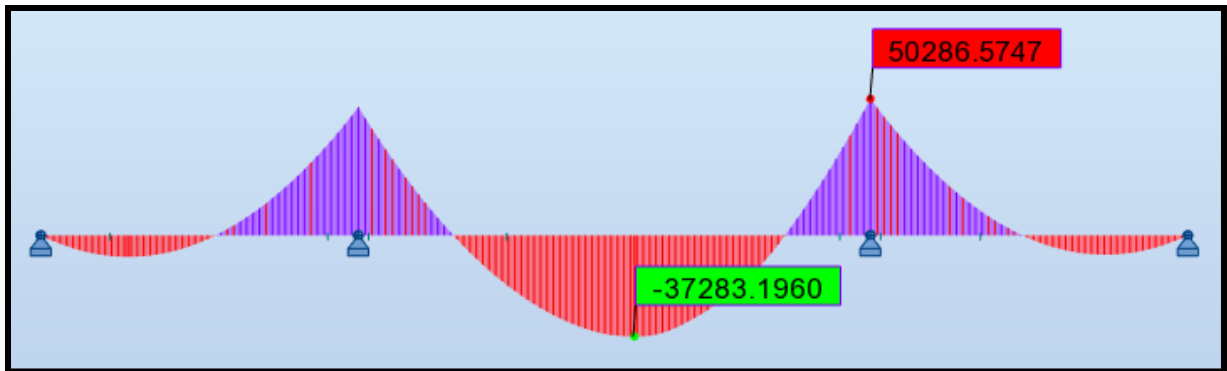
***Combinaison :G.**



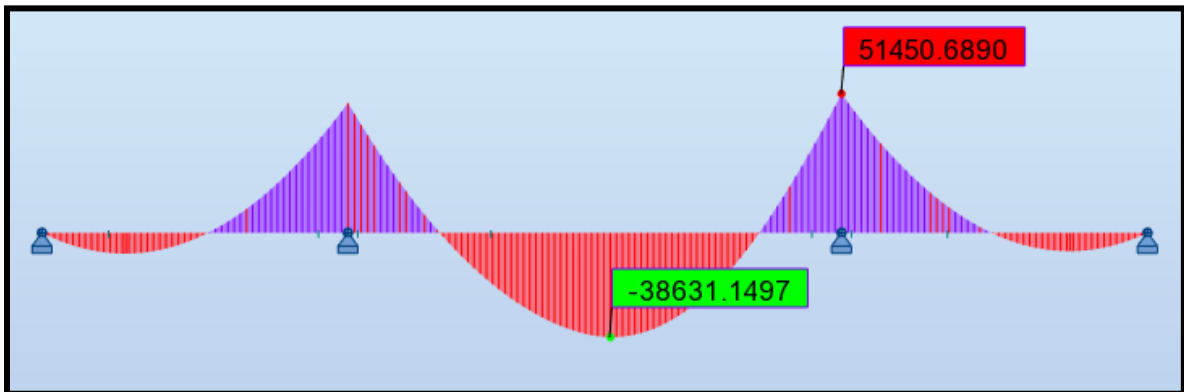
***Combinaison :G+1.2A(I)**



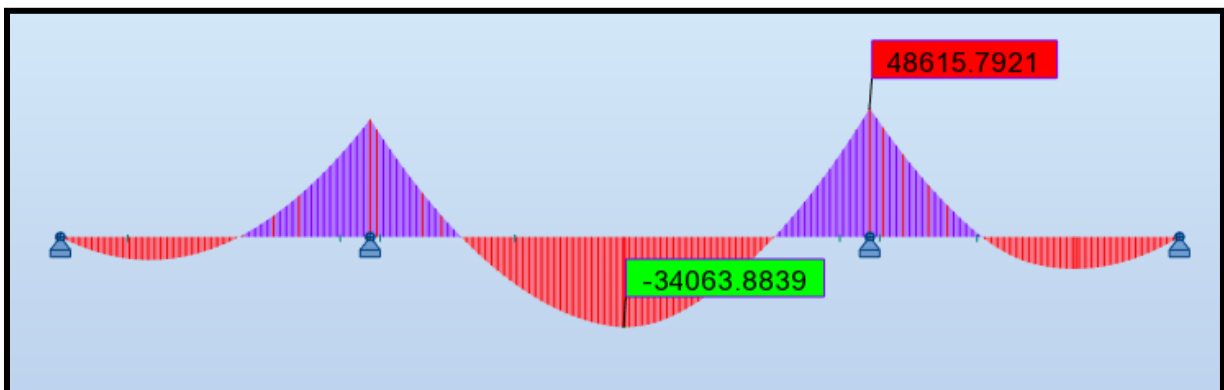
***Combinaison :G+1.2Bc**



***Combinaison :G+1.2Mc120**



***Combinaison :G+D240**

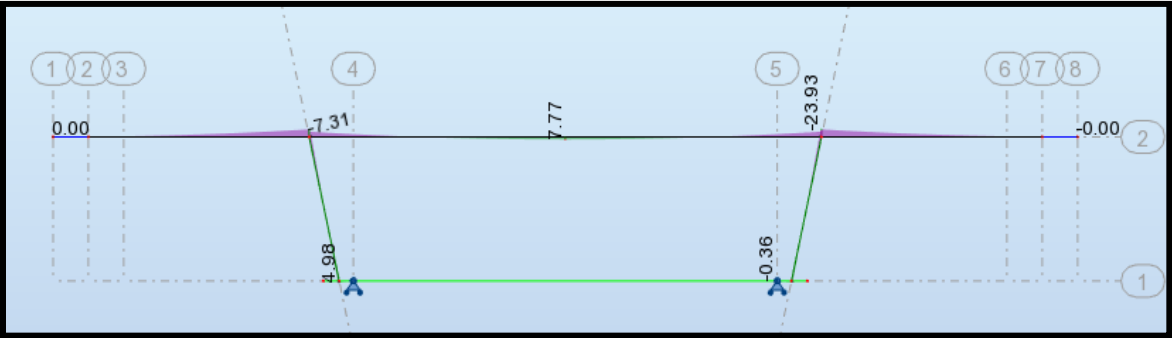


C.2. Modélisation transversale

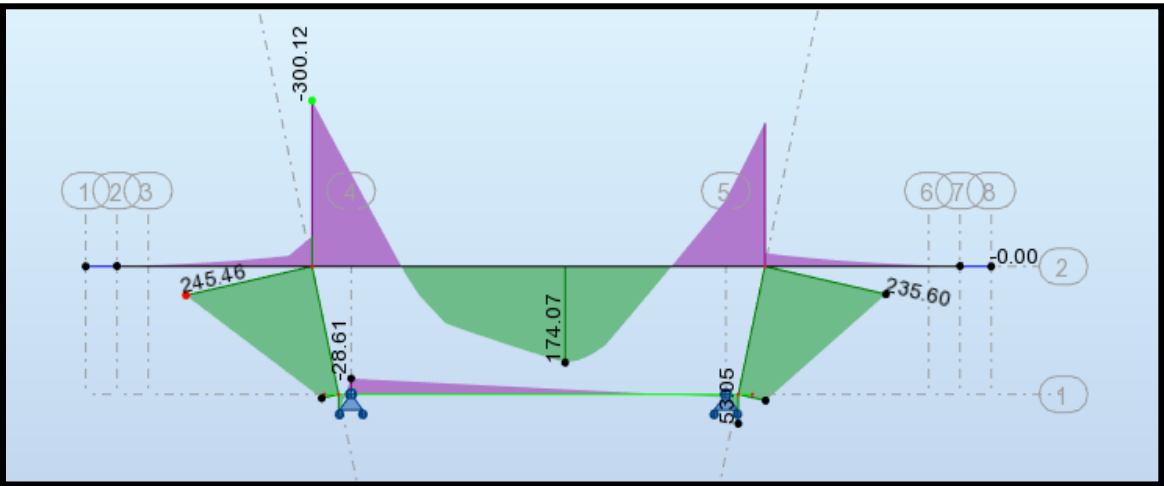
***Voussoir courant**



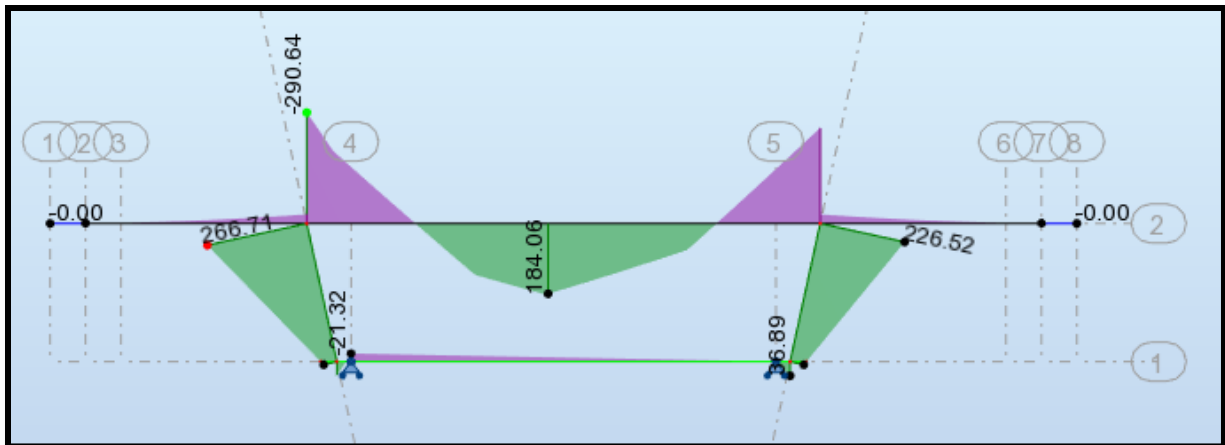
***Combinaison :G**



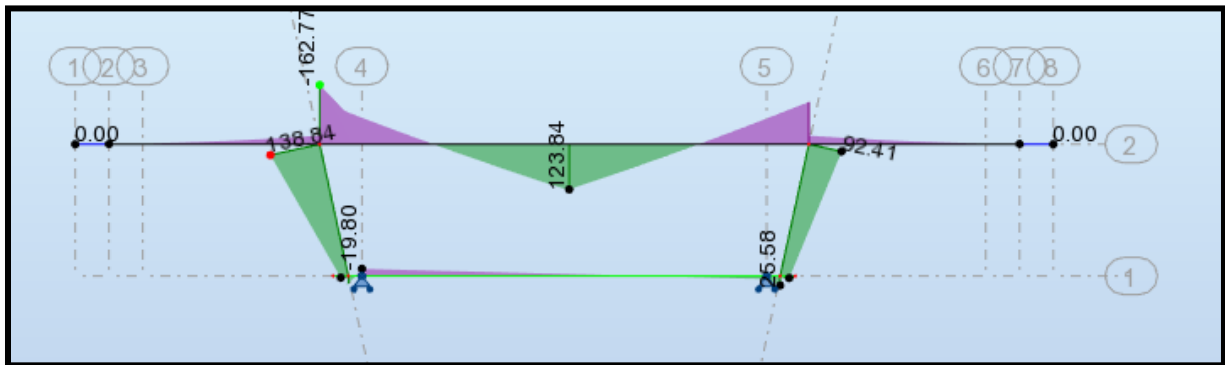
***Combinaison :G+1.2 Bc(3v)**



***Combinaison :G+1.2 Bt(2v)**



***Combinaison :G+1.2 Mc120.**



ANNEXE D

D.1. Ferrailages des voussoirs sur piles

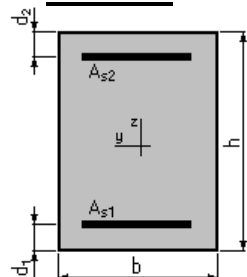
Calcul de Section en Flexion Simple(Hourdi supérieur)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	180,94	-294,22
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,6$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 51,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 4,1$ (cm²)

théorique $\rho = 2,73$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 180,94$ (kN*m) $M_{min} = -294,22$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 225,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 113,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 228,6 \text{ (MPa)}$$

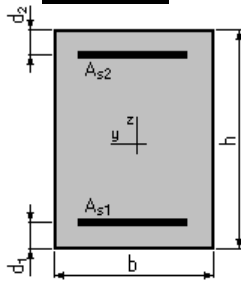
Calcul de Section en Flexion Simple(Hourdi inférieur)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	52,00	-80,30
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 13,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,72 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 52,00$ (kN*m) $M_{min} = -80,30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 8,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 27,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 227,5 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 39,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

D.2. Ferrailages des voussoirs sur courants

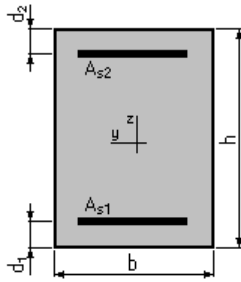
Calcul de Section en Flexion Simple(Hourdi supérieur)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{\max} (kN*m) M_{\min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	184,06	-300,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 28,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 47,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 4,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 2,54 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 184,06 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -300,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 25,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 246,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 119,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

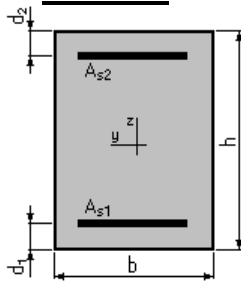
Calcul de Section en Flexion Simple(Hourdi inferieur)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	53,05	-28,61
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,92$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 53,05$ (kN*m) $M_{\min} = -28,61$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 6,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 17,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 249,1$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 3,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

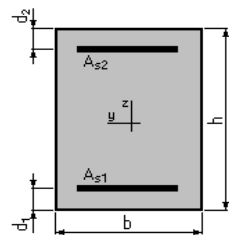
Calcul de Section en Flexion Composée(Ame)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$	(cm)
$h = 45,0$	(cm)
$d_1 = 5,0$	(cm)
$d_2 = 5,0$	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	224,00	245,46
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 11,6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 225,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = N/A$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,26$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 224,00 (kN)** **M = 245,46 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 13,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 84,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 100,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 23,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 30,6$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 16654454652,80$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

D.3. Ferrailages des pieux

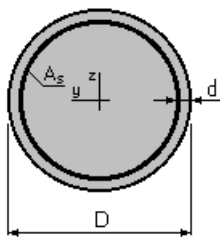
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	3811,30	-540,56	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 22,6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 22,6$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,20$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **N = 3811,30 (kN)** **M_y = -540,56 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,91 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 103,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 68,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,38$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 75,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)