



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Travaux publics

Option : Voies et Ouvrages d'Art (VOA)

Présenté par :

**ALEM Ahmed**

**MAARADJI Nabil**

*Sujet du mémoire*

**ETUDE D'UN PONT HYPERSTATIQUE**

**À**

**MOSTAGANEM**

*Soutenu à Huis Clos le ..../.../2022 devant le jury composé de :*

Mr,	T.H.DAOUADJI	Président
Mr,	T.BENSATTALAH	Rapporteur
Mr,	A.SAOULA	Examineur
Mr,	M.ZIDOUR	Examineur

PROMOTION : 2021/2022

## **REMERCIEMENTS**

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **ALLAH** tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous souhaitons remercier tout particulièrement **Mr T.BENSATTALAH** pour la qualité d'encadrement exceptionnelle qu'il nous a procurée, et pour la disponibilité dont il a fait preuve en mettant patiemment sa compétence et son expérience à notre service.

De la même manière, nous tenons à remercier aussi à l'ensemble de membre de jury: **T. HASSAINE DAOUADJI; A. SAOULA; M. ZIDOUR**, d'avoir accepté d'examiner notre travail.

***Merci à tous.***

# Sommaire

ملخص.....	1
Résumé .....	1
Abstract.....	1
<b><u>Introduction générale</u></b>	
Introduction générale .....	1.1
<b><u>Chapitre I: Prsentation et caractéristique de l’ouvrage.</u></b>	
I.1Introduction générale .....	3
I.2Présentation de l’ouvrage.....	3
I.3.1Données naturelle du site .....	4
Données géotechniques .....	4
Données hydrauliques.....	4
Données sismiques .....	2
I.3.2Données fonctionnelles.....	4
Données fonctionnelles à l’obstacle franchit .....	4
I.3.3Données à la voie portée.....	5
tracé en plan .....	5
Profil en long .....	6
Profil en travers.....	6
I.4 Caractéristiques des matériaux.....	7
I.4.1Le Béton.....	7
I.4.2Les aciers.....	9
I.4.3Les aciers actifs.....	11
<b><u>Chapitre II : Conception générale et Pré-dimensionnement de l’ouvrage.</u></b>	
II.1Introduction.....	14
II.2Critères et choix du type d’ouvrage.....	14
II.3Proposition des variantes.....	14
II.3.1Variante 1 : Pont à poutre en béton précontraint.....	14
II.3.1.1Présentation des poutres en béton précontraint.....	14
II.3.1.3Implantation de l’ouvrage.....	14
II.3.1.2 pré-dimensionnement des poutres en béton précontraint.....	15
II.3.1.4Les avantages de la variante .....	18
II.3.1.4 Les inconvenants de la variante.....	19
II.3.2Variante 2 les ponts mixtes bipoutres.....	19
II.3.2.1Prédimensionnement des poutres en acier.....	20
II.3.2.2Entretoisement des poutres.....	22
II.3.2.3Avantge des ponts mixte bipoutres.....	22
II.3.2.4Inconvénéants des ponts mixte bipoutres.....	22
II.3.3Variante3 : pont à encorbellement successifs.....	22
II.3.3.1Les modes de construction.....	23
II.3.3.2Pré-dimensionnemntde la variante.....	24
II.3.3.4Avantage de la variante.....	27

## Sommaire

II.3.3.5 Inconvénients de la variante .....	27
II.3.3.5 Caractéristiques géométriques du voussoir.....	28
II.4 Choix de la variante.....	28
1) cout global de la structure.....	28
2) Efforts dans les fondations.....	28
3) Intégration paysagère.....	28
4) Entretien.....	29
Conclusion.....	29

### **Chapitre III : Charges et Surcharges.**

III.1 Introduction.....	30
III.2 Caractéristique du pont.....	30
III.3 Estimation des charges.....	30
III.4 Evaluation des surcharges.....	33
Surcharges routières A(I).....	33
Surcharges routières B (Bc, Bt, Br).....	35
Surcharge militaire Mc120.....	40
Surcharges du convoi exceptionnel D24.....	41
Le vent.....	42
Les températures.....	42
Les effets du freinage.....	42
Effort sismique(E).....	43

### **Chapitre IV : Etude longitudinale**

IV.1 Introduction.....	47
IV.2 Phases de construction des fléaux.....	47
IV.3 Charges intervenants dans la construction... ..	48
IV.4 Longueurs des différents voussoirs .....	49
IV.5 Efforts appliqués au demi-fléau.....	49
IV.6 Combinaisons de charges.....	52

### **Chapitre V : Etude la précontrainte**

V.1 Introduction.....	55
V.2 Etude de la précontrainte.....	55
Précontrainte de fléau.....	55
Précontrainte de continuité.....	56
V.3 Etude de la précontrainte de fléau.....	56
V.3.1 Calcul du nombre de câbles de fléau.....	57
V.3.2 Répartition des câbles dans chaque voussoirs.....	58
V.3.3 Espacement des armatures de précontraintes.....	58
V.3.4 Tracé des câbles.....	59

## Sommaire

V3.5 Etude du tracé des câbles.....	60
V.3.5.1 Etude du tracé des câbles en élévation.....	60
V.3.5.2 Etude du tracé des câbles en plan.....	63
V.4 Etude des pertes de précontrainte de fléau.....	66
V.4.1 Définition.....	66
V.4.2 Différents type de pertes.....	67
V.4.3 Tension à l'origine.....	67
V.4.4 Pertes de tensions instantanées.....	67
V.4.4.1 Pertes dues au frottement du câble dans la gaine.....	67
V.4.4.2 Pertes dues au recul d'ancrage.....	69
V.4.4.3 Pertes de tension due au raccourcissement élastique du béton.....	70
V.4.5 Les pertes différées.....	72
V.4.5.1 les pertes par retrait du béton .....	72
V.4.5.2 pertes dues au fluage du béton .....	72
V.4.5.3 pertes par relaxation des aciers .....	73
V.4.6 Calculs des pertes totales.....	75
V.4.7 Vérification des contraintes en phase de construction .....	76
V.5 Modélisation.....	77
V.6 Etude de la précontrainte de continuité .....	78
V.6.1 Travée intermédiaire .....	78
V.6.2 Calcul des pertes pour les câbles de continuité .....	80
V.6.2 Vérification en phase de service .....	81
V.6.3 vérification en phase de construction .....	81

### **Chapitre VI : Etude transversale.**

VI.1 Introduction .....	85
VI.2 Modélisation.....	85
VI.3 Définition des charges .....	85
VI.4 Les combinaisons d'action.....	86
VI.5 Détermination des efforts.....	86
VI.6 vérifications.....	87
VI.6.1 Vérification à l'effort tranchant.....	87
VI.6.2 Vérification au poinçonnement .....	87
VI.6.3 Vérification des âmes au flambement.....	88
VI.7 Ferrailage de la section transversale .....	91

## Sommaire

### **Chapitre VII : Etude de l'effort tranchant**

VII.1 Introduction.....	93
VII.2 calcul de l'effort tranchant .....	93
VII.2.2 Effort tranchant due à la précontrainte .....	93
VII.2.3 Effort tranchant dû à l'effet RESAL .....	94
VII.3 calcul de l'effort tranchant réduit .....	95
VII.4 Calcul de la contrainte de cisaillement .....	95
VII.5 Vérification des contraintes de cisaillement.....	95

### **Chapitre VIII : Equipement du tablier**

VIII.1 Introduction .....	99
V.III.2 les appareils d'appuis .....	99
VIII.2.1 Choix et dimensionnement des appareils d'appuis.....	99
VIII.2.2 évaluations des déformations des appareils d'appuis.....	101
VIII.2.3 Verifications des contraintes.....	102
VIII.2.4 Condition de non soulèvement.....	103
VIII.2.5 condition de non cheminement.....	103
VIII.2.6 condition de non glissement .....	104
VIII.3 dimensionnement des frettes.....	104
VIII.4.2 ferrailage des dés d'appuis.....	105
VIII.5 les joints de chaussées .....	106
VIII.6 le revêtement du tablier.....	111
VIII.7 Dispositifs de retenues .....	111
VIII.8 autres équipement de pont.....	113

### **Chapitre IX : Etude de la pile**

X.1 Introduction .....	115
X.2 Etude de la pile .....	115
X.2.1 pré-dimensionnement de la pile.....	115
X.2.2 ferrailage de la pile .....	116
X.2.3 Les vérifications.....	119

### **Chapitre X : Etude la culée**

X.1 Introduction .....	123
X.2 Fonction de la culée.....	123
X.3 Eléments et pré-dimensionnement de la culée.....	123

## Sommaire

X.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée .....	125
XI.4.1 calcul du coefficient de poussé.....	125
Conclusion.....	128

### **Chapitre XI : Etude sismique**

XI.1 Introduction.....	130
XI.2 calcul des masses.....	130
XI.3 Analyse de la structure .....	130
XI.4 spectre élastique .....	132
XI.5 calcul de l'effet sismique horizontal.....	135
XI.6 Effet du séisme vertical.....	138
XI.7 Composantes des combinaisons des actions sismiques.....	139
Conclusion.....	140

### **Conclusion Générale**

Conclusion générale .....	142
---------------------------	-----

### **Bibliographie**

Ouvrage .....	144
Cours.....	144
Thèses.....	144
Sites.....	145
Logicieles.....	145

### **Annexes**

A)annexe des diagrammes des moments pour l'étude longitudinale du tablier.....	147
B) annexe des diagrammes des moments pour l'étude transversale du tablier.....	149
C) Diagrammes des efforts tranchant pour la section transversale.....	151
D) Diagrammes de l'effort tranchant pour la section longitudinale .....	152

## Liste des figures et tableaux

Figure I-1 : Tracé de la pénétrante autoroutier.....	1
Figure I.2 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	3
Figure I-3 : plan de situation de l'ouvrage.....	3
Figure I-5 : Tracé en plan de l'ouvrage.....	5
Figure I-6 : Profil en long de l'ouvrage.....	6
Figure I-7 : profil en travers du projet.....	6
Figure I-8: Diagramme contrainte déformation Béton à l'ELU.....	8
Figure I.9 : diagramme contraintes déformations de l'acier.....	10
Figure I.10 : diagramme contraintes-déformations.....	12
Figure II.1 : schéma statique de l'ouvrage.....	15
Figure II.2 : coupe transversale poutre.....	17
Figure II.3 : Schéma statique de la variante N°2.....	19
Figure II.4 : Sections transversal de la variante N°2.....	20
Figure II.5 : Gousset supérieur.....	25
Figure II.6 : Gousset inférieur.....	25
Figure II.7 : dimensions du voussoir courant.....	26
Figure III.1 : trottoirs de droite et de gauche de la chaussée.....	32
Figure III.2 : cas des chargements des travées.....	34
Figure III.3 : disposition du chargement Bc dans le sens transversale et vue en plan .....	36
Figure III.4: disposition du chargement Bc dans le sens transversale.....	37
Figure III.5 : Schéma du système Br.....	38
Figure III.6 : chargement Bt.....	39
Figure III.7 : Caractéristique du système Mc 120.....	41
Figure III.8. Caractéristique du convoi exceptionnel D240.....	42
Figure IV.1 : différentes phases de la construction du fléau.....	47
Figure IV.2 : poids propre du tablier.....	49
Figure IV.3 : surcharges Qpra 1.....	50
Figure IV .4 : surcharge Qpra 2.....	50
Figure IV.5 : Surcharge Qprc.....	50
Figure IV.6 : surcharge du vent W.....	51
Figure IV.7 force accidentelles FA.....	51
Figure IV.8 combinaisons de charges en situation fondamentale.....	53



## Liste des figures et tableaux

Figure IV.9 : combinaisons de charge en situations accidentelles.....	53
Figure V.1 : Espacement entre les câbles "BPEL" .....	59
FigureV.2 : disposition des câbles dans les goussets.....	59
FigureV.3 : Ancrage des câbles au niveau des âmes.....	60
FigureV.4 : caractéristique du tracé en élévation des câbles.....	60
FigureV.5 : Répartitions des câbles par voussoir .....	63
Figure V.6 : Tracé en plan d'un câble.....	64
Figure V.7 : Tracé en plan des câbles de fléau.....	66
Figure V.8 :Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet du recul d'ancrage.....	69
FigureV.9 : modélisation du tablier.....	77
FigureV.10 Tracé des câbles de continuité sur la travée de rive.....	79
FigureVI.1 : plan de ferrailage des voussoirs sur culées et sur piles.....	91
Figure VII.2 : Section comprimé due à l'effet Resal.....	94
Figure VII 3 : effort tranchant dû à l'effet RESAL.....	95
Figure VIII .1: appareils d'appuis en élastomère frettés.....	100
Figure VIII .2: vue de dessus d'un appareil d'appui posé sur son dés.....	104
FigureVIII.3 : joint de chaussée.....	106
Figure VIII.4 : Définition du souffle.....	107
FigureVIII.5 : Glissière métallique souple autoroutière.....	112
Figure VIII.6 : corniche en béton armé bord en blanc.....	112
Figure IX.1 : abaque de WHALTER pour les sections creuses.....	118
Figure IX.2 : Schéma de répartition des armatures sur la pile.....	118
Figure IX.3 : Féraillage de la pile.....	121
Figure X.1 : éléments de la culée.....	123
Figure XI.1 : discrétisation de la structure (points nodaux).....	137

## Liste des figures et tableaux

Tableau II. 1: Caractéristique du voussoir.....	27
Tableau II.2 : récapitulatif des avantages et inconvénients des variantes.....	28
Tableau III.1: tableau désignant le coefficient $a_1$ .....	33
Tableau III. 2 : classe du pont.....	34
Tableau III.3 : Tableau des charges A(I) (Tableur Excel).....	35
Tableau III.4: coefficient $b_c$ .....	37
Tableau III.5 : résultats du chargement $B_c$ .....	38
Tableau III.6 : coefficient $b_t$ .....	39
Tableau III.7 : résultat du système $B_t$ .....	40
Tableau III.8 : Calcul des valeurs $s$ et $\delta$ pour les charges MC 120.....	41
Tableau III.9 : coefficient d'accélération de zone A .....	44
Tableau III.10 : valeurs des coefficients de majorations.....	44
Tableau III.11 : Combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS.....	45
Tableau IV.1 : surcharges du fléau.....	51
Tableau IV.2 : valeurs des moments et efforts tranchants des combinaisons type A.....	52
Tableau IV.3 : valeurs des moments et efforts tranchants des combinaisons types B.....	53
Tableau V.1 : Nombre de câble du fléau.....	58
Tableau V.2 : nombre de câble par gousset.....	58
Tableau V.3 : tracé en élévation des câbles du fléau.....	62
Tableau V.4 : Tracé en plan des câbles.....	65
Tableau V.5 : pertes par frottements.....	68
Tableau V.6: pertes dues au recul d'ancrage.....	70
Tableau V.7 : pertes par déformation élastique du béton pour chaque voussoir .....	71
Tableau V.8 : pertes de tensions par fluage .....	73

## Liste des figures et tableaux

Tableau V.9 : pertes par relaxation des aciers.....	75
Tableau V.10 : vérification des contraintes en construction.....	76
Tableau V.11 continuité pour la travée de rive.....	78
Tableau V.12 : Répartition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.....	79
Tableau V.13 : calcul de pertes de la travée intermédiaire.....	80
Tableau V.14 : calcul des pertes de la travée de rive.....	81
Tableau V.15: vérification de la travée de rive sous $M_{\min}$ sous (G).....	82
Tableau V.16 : vérification de la travée de rive sous $M_{\max}$ , combinaison (G+A(I)+St).....	83
Tableau V.17: vérification des travées intermédiaires sous $M_{\min}$ , combo(G).....	83
Tableau V.18 : vérification de la travée intermédiaire sous $M_{\max}$ , comboG+A(I)+St.....	83
Tableau VI.1: combinaisons de charges ELS/ELU du BPEL 99.....	86
Tableau VI.2: moment et efforts normaux de la section transversale.....	87
Figure VI.3: vérification de l'effort normal.....	87
Figure VI.4 : Ferrailage du voussoir.....	92
Tableau VII.1 Vérifications des contraintes de cisaillement de la travée de rive.....	96
Tableau VII.2: Vérifications des contraintes de cisaillement de la travée intermédiaire.....	97
Tableau VIII.1: Tableau des joints de chaussée tirée du catalogue CIPEC de l'entreprise FREYSSINET.....	110
Tableau IX.2 : effort du séisme.....	115
Tableau IX.2 : effort du séisme.....	116
Tableau XI.1 : coefficients de poussé $K_v$ et $K_h$ .....	126
Tableau X.2 : Calcul des moments et des efforts normaux .....	126
Tableau X.3 : Résultats de calculs pour la stabilité de la culée.....	128
Tableau XI.1 : Valeurs pour le calcul de la période.....	137

# ملخص

## تصميم ودراسة جسر ذو كمرات مسبقة الإجهاد

هذا العمل المتواضع يندرج في إطار دراسة و تصميم الجسر ذو كمرات متتالية مسبقة الإجهاد ليتم الربط بين ميناء مدينة مستغانم و الطريق السيار شرق -غرب عبر الطريق الولائي رقم 45 ، و الذي يتضمن تحديد الخيارات المناسبة للأبعاد المبدئية و الحمولة الزائدة،دراسة مسبقة للإجهاد و اخيرا تحديد ابعاد البنية التحتية

الكلمات المفتاحية:

خرسانة مسبقة الإجهاد،الكمرات المتتالية،قواعد المضادة لزلازل المطبق في الجسور، نظام الخرسانة المسلحة في الحالات الحديدية،نظام الخرسانة المسبقة الإجهاد في الحالات الحديدية

## *Résumé*

### **Conception et étude d'un viaduc routière construit par encorbellement successifs**

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à encorbellement successifs afin de relié le port de Mostaganem a l'autoroute EST-OUSET, il est Permet la fluidité d'accès de chemin wilaya CW45 à la pénétrante. Cela comprend le choix de la variante, le pré Dimensionnement, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure.

#### **Les mots clés :**

Béton précontraint, encorbellement successifs, RPOA, B.A.E.L 91 - B.P.E.L 91.

## *Abstract*

### **Design and study of a road viaduct built by successive cantilevering**

This modest work consists of designing and studying a successive corbelled bridge to connect the port of Mostaganem to the EST-OUSET highway, it is Allows fluid access from the Wilaya CW45 path to the penetrating one. This includes the choice of the variant, the preliminary dimensioning, the evaluation of the loads and overloads, the study of the pressurising as well as the dimensioning of the infrastructure.

#### **Keywords:**

prestressed concrete, successive corbelling, RPOA, B.A.E.L 91 - B.P.E.L 91.

# Introduction Générale

La construction des ponts est une discipline importante du domaine de l'ingénierie Civile car dans l'histoire et particulièrement depuis l'empire romain, l'homme a commencé à construire des routes ainsi que des ponts pour permettre à ses armées de se déplacer d'une manière plus vite et plus sûre afin de conquérir des contrées encore plus lointaines.

De nos jours les ponts font partie des ouvrages d'art les plus importants pour un pays car l'économie de toute une région en dépend pour qu'il y ait des échanges commerciaux. L'infrastructure est l'un des indices de développements d'un pays grâce à la complexité de leur réalisation, gestion et enfin leur entretien.

Depuis près des deux dernières décennies l'Algérie a rejoint le cercle des pays émergents, pour affirmer ce statut de puissance économique régionale le gouvernement a lancé plusieurs projets afin de se doter d'infrastructures dignes d'un pays émergent dont l'autoroute Est-Ouest qui traverse le pays d'Est en Ouest, tout au long de cette autoroute de nombreuses villes du Nord du pays ont été reliées, dont la wilaya de Mostaganem qui est dotée d'un port important (port de Mostaganem) d'où le but de relier le port de Mostaganem à l'autoroute EST-OUEST, il permet la fluidité d'accès de chemin Wilaya CW45 à la pénétrante.

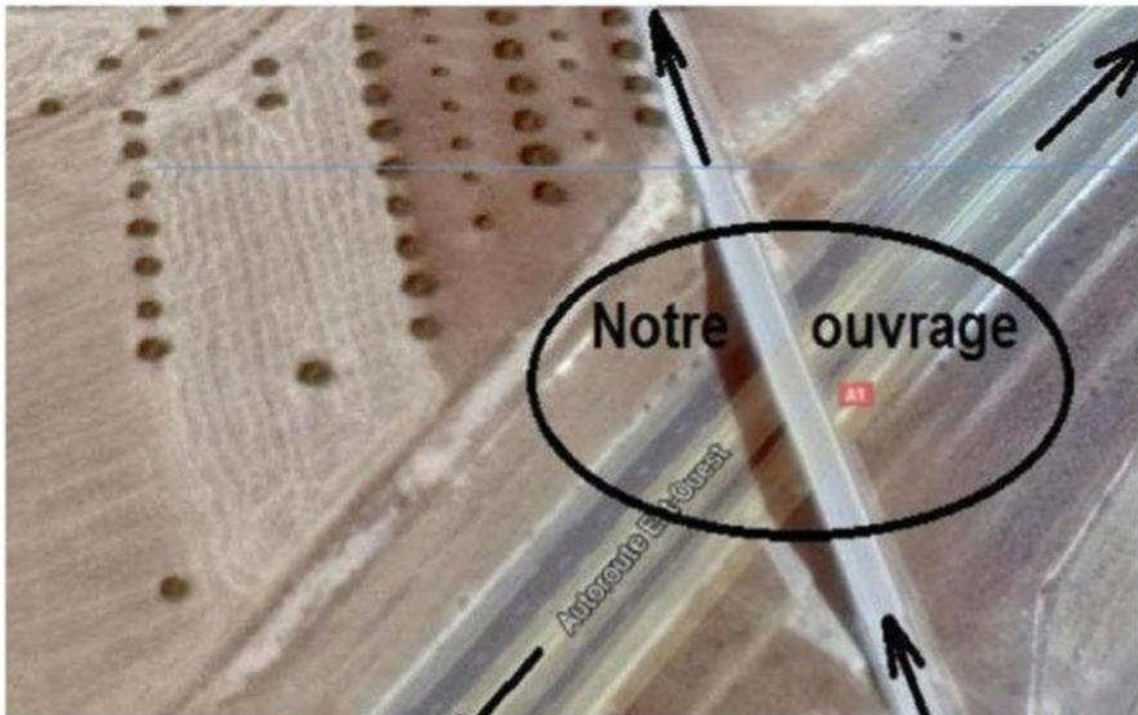
Le projet a été proposé par l'entreprise SAPTA (Société Algérienne Des Ponts Et des Travaux d'arts) qui a fait l'étude et la réalisation de l'ouvrage.

Le présent mémoire a pour but de mettre en avant les principales étapes à faire lors d'une conception et l'étude d'un pont à encorbellement successifs

**Chapitre I :**  
**Présentation de l'ouvrage**  
**Et caractéristique des matériaux.**

### I.1 Présentation générale

La section de l'autoroute reliant la Wilaya de Mostaganem et la Wilaya de Mascara, croise le CW45 au PK46+920 avec un biais de  $127.4^\circ$ . Il est prévu un PS sur l'autoroute pour rétablir le CW45



Figurel-1:Tracé de la pénétrante autoroutier.

### I.2 Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui sera étudié ci-dessous est un projet qui a été lancé par l'ANA (Agence nationale des autoroutes) qui est le maître d'ouvrage. L'objet de l'étude est le dimensionnement d'un viaduc construit par encorbellement successifs qui commence au point kilométrique PK46+920 jusqu'au PK47+120, l'ouvrage comporte cinq appuis dont 2 culés et 3 piles intermédiaires avec une longueur de 200 mètres avec 4 travées dont 02 travées intermédiaires ayant une longueur de 60 mètres chacune et 02 travées de rive ayant 40 mètres chacune.

L'ouvrage est constitué de 02 viaducs identiques l'un à côté de l'autre transversalement avec une séparation de 01 mètre de distance. La largeur de l'ouvrage est de 13.25 mètres avec 03 voies de circulations de 3.5 mètres pour chaque voie.



La conception d'un pont doit satisfaire les données fondamentales suivantes qui peuvent être fonctionnelles ou naturelles:

### **1.3.1. données Naturel:**

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant l'ouvrage et qui influent sur sa conception, ces données sont: Les données géotechniques, données hydraulique, Les données topographiques, Les données climatiques, donnée sismiques.

#### **> Rapport géotechnique:**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles.

#### **> Données sismiques:**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme

L'ouvrage se situe dans la région nord est de l'Algérie dans la wilaya de Mostaganem, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) [2] dans la zone II-a c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

#### **> Données climatiques:**

##### **• La Température:**

Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

##### **• La Neige :**

Etant donné que les charges véhiculaire sont supérieure à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige sont négligées.

##### **• Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule61, Titre II [1] définissant les surcharges appliqués aux ponts routiers. On prend une surcharge du vent répartie de  $0,125t/m^2$  en phase de construction et  $0,2t/m^2$  en phase de service.

### **1.3.2. Données fonctionnelles:**

- > Données relative à l'obstacle franchit
- Ouvertures:

La notion d'ouverture ne concerne en fait que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite compté entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent.

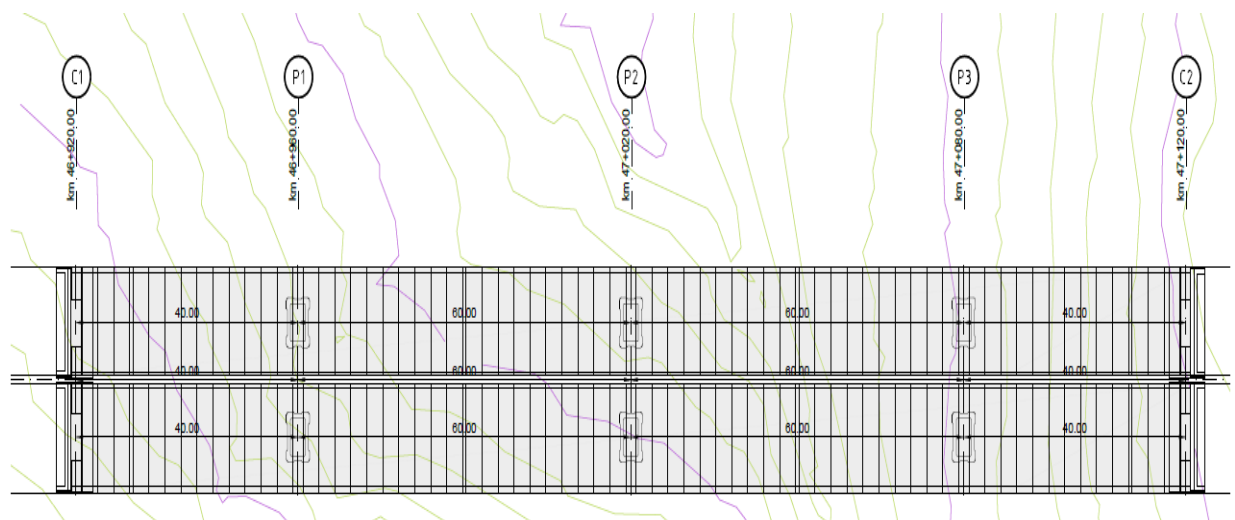
### **I.3.3. Les données à la voie portée :**

C'est l'ensemble des caractéristique ou données relatives à la voie portée, ils permettent de Caractériser la géométrie d'une route, on trouve trois types :

- Le tracé en plan.
- profil en long.
- le profil en travers.

#### **1. Tracé en plan :**

Le tracé en plan est une vue de dessus de la route. Le tracé en plan d'une route se caractérise par une succession de courbes et d'alignements droits séparés par des raccordements progressifs ou des raccordements circulaires.



**Figure I-5 : Tracé en plan de l'ouvrage**

#### **2. Le profil en long :**

Un profil en long de voirie est une coupe verticale qui suit l'axe central de la voirie. Le profil en long est un graphique sur lequel on reporte les points du terrain naturel et ceux de l'axe du projet de voirie. On s'appuie sur ce document pour dessiner les profils en travers.

Le profil en long de l'ouvrage présente une pente de 1%.

La hauteur des piles de l'ouvrage sont :

Pile 1 : 10.75m.

Pile2 : 19.65m.

Pile 3 : 13.35m.

La longueur des travées ainsi que la hauteur des piles ainsi que les détails quantitatifs sont mentionnés sur le profil en long du viaduc.

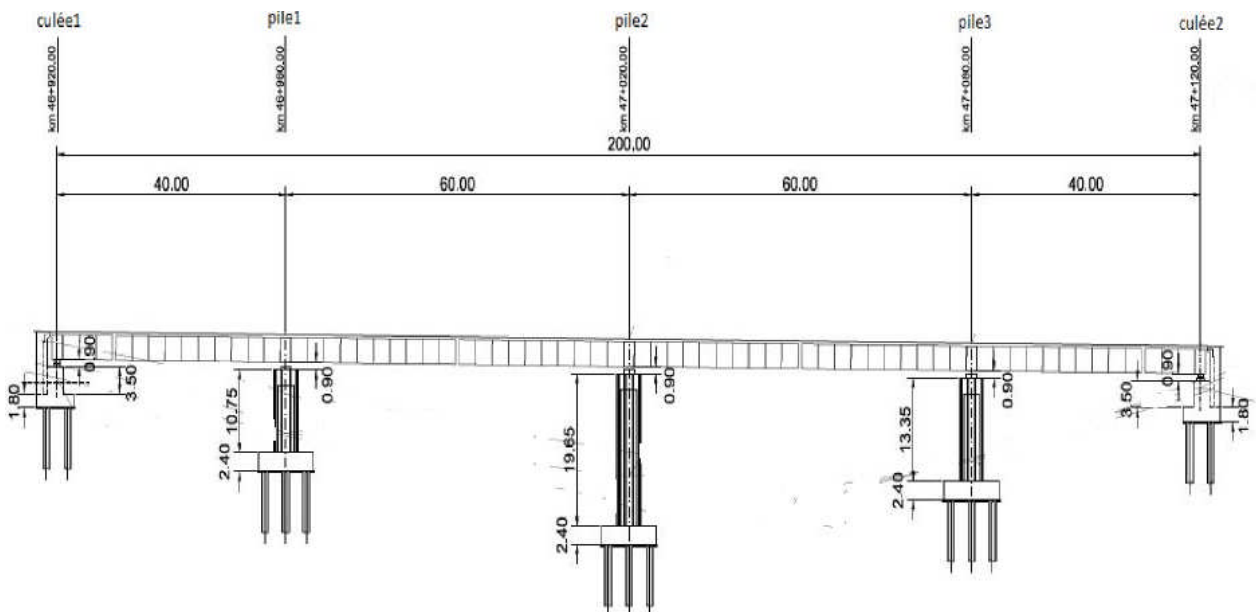


Figure I-6 : Profil en long de l'ouvrage.

**3. Profil en travers :**

Conception routière. Coupe transversale d'une route, Dès l'étude de l'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée et la Bande d'arrêt d'urgence. 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 .Celui-ci contient trois chaussées unidirectionnelles.

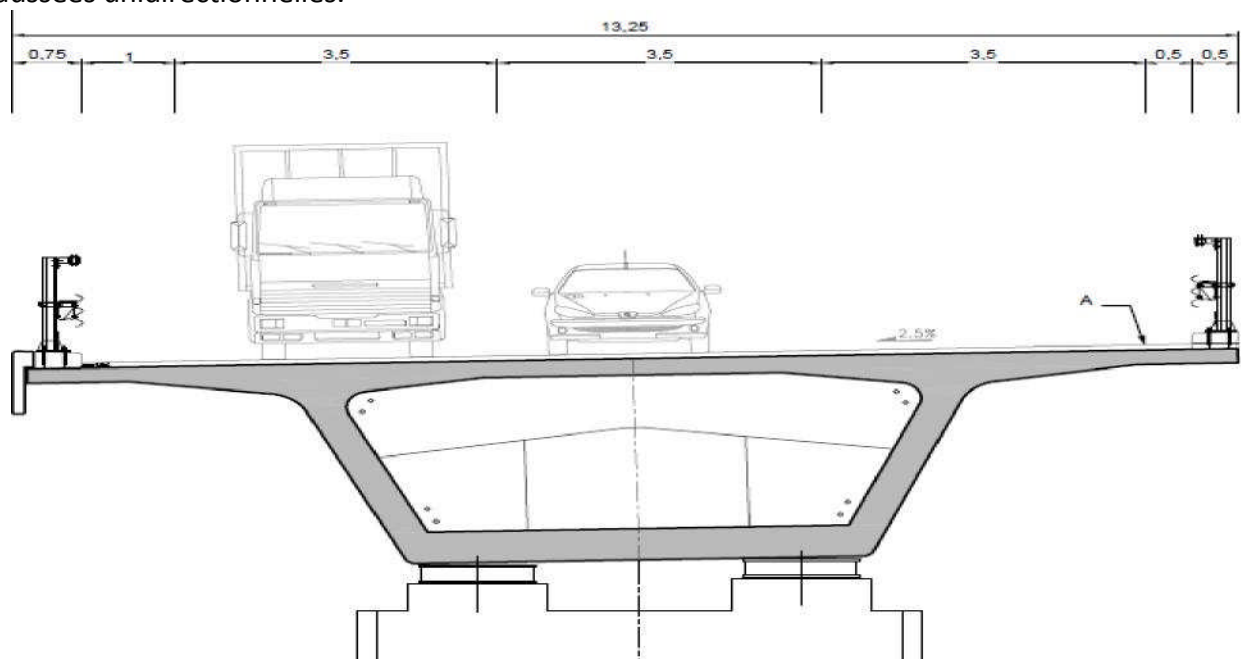


Figure I-7 : profil en travers du projet

Le profil en travers de l'ouvrage du projet nous donne les informations suivantes :

Largeur totales : 13.25 m

Largeur d'une voie : 3.5m

Largeur chargeable : 12m

Nombre de voies de circulation : 3 voies

La pente du versant : 2.5 %

Largeur des trottoirs : 0.75 m pour le trottoir de droite et 0.5 m pour le trottoir gauche.

## I.4 Caractéristique des matériaux :

### I.4.1 le béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables de façon homogène de ciment, Sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (conformément aux prescriptions du **BAEL ou BPEL**).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf s'il est utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes de compression servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

➤ **Dosage :**

Le béton est dosé à **420 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPJ 425**, avec un contrôle strict

➤ **La densité**

La masse volumique du béton armé :  **$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$** .

➤ **La résistance à la compression :**

Le béton possède la caractéristique de bonne résistance à la compression et elle est estimée à l'âge de 28 jours, il est dite résistance caractéristique requise.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de **j** jours ( $\neq 28j$ .)
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 40\text{MPa} & \text{pour le béton du tablier (superstructure).} \\ 27\text{MPa} & \text{pour le béton des piles, fondations et culées.} \end{cases}$$

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \end{array} \right. \quad \text{eq I.1}$$

$$\frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa.} \quad \text{eq I.2}$$

• **La résistance à la traction(BAEL91) :**

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 ( $f_{cj}$ ).

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = 3 \text{ MPa}$  (pour superstructure).
- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2.22 \text{ MPa}$  (pour infrastructure).

• **Contraintes admissibles de compression du béton:**

• **A l'ELU :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{(\theta)\gamma} \quad (\text{Mpa}) \quad (\text{BAEL 91 Modif 99). eq:1.3}$$

Avec

$\theta$ : Coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

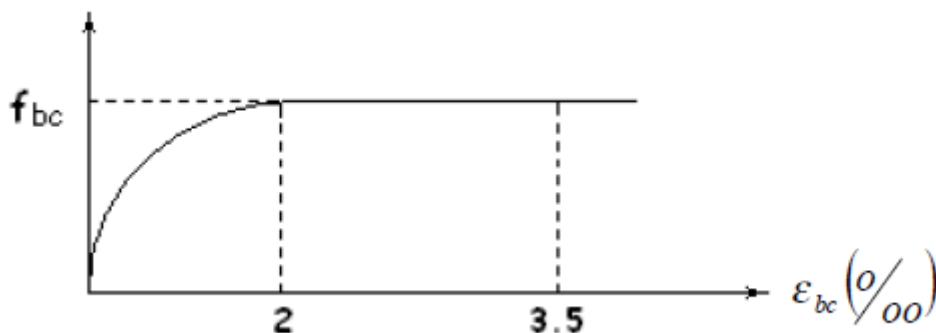
$\theta = 0.85$  : si la durée d'application est inférieure à 1 h.

$\theta = 0.9$  : si la durée d'application est comprise entre 1h et 24 heures.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.15$  pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables.



Figurel.8 : Diagramme contrainte déformation Béton à l'ELU

• **A l'ELS :**

La contrainte de compression du béton est calculée avec les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,5 \cdot f_{c28} \text{ En service.} \\ 0,6 \cdot f_{c28} \text{ En construction.} \end{array} \right.$$

• **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} \quad \text{eq 1.3}$$

$l, t$  : longueurs et largeur de l'élément considéré.  
 $\Delta l$  : variation de la longueur de l'élément.  
 $\Delta t$  : variation de la largeur de l'élément.

- **Module transversale du béton :**

1) Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) est donné par la formule suivante :

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

- Pour le béton du tablier on a :  $E_{ij}=37620 \text{ Mpa}$ .
- Pour le béton des piles :  $E_{ij}= 33000 \text{ Mpa}$ .

2) Module de déformation différé longue durée :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}.$$

- Pour le béton du tablier :  $E_{vj}=12540 \text{ Mpa}$ .
- Pour le béton des piles :  $E_{vj}= 11000 \text{ Mpa}$ .

- **Module de déformation du béton :**

Noté ainsi :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \quad \text{eq I.4}$$

$E$  : module de Young.

$\nu$  : coefficient de poisson.

#### **I.4.2 les aciers :**

Pour cet ouvrage deux types d'aciers seront utilisés :

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

##### **1) Les aciers passifs :**

Les aciers passifs sont utilisés dans le béton armé, ces aciers réagissent aux sollicitations externes de traction (traction pure, flexion simple, flexion composé) dans les sections. Les aciers utilisés sont des aciers haute adhérence avec des caractéristiques de cet ordre :

- Nuance de l'acier : **Fe E400 Mpa**.
- Module d'élasticité longitudinale « module de Young » :  **$E_s=2.10^5 \text{ Mpa}$** .

##### **➤ Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte admissible à la traction :

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_e : \text{nuance de l'acier (fe E 400 (Mpa)} \quad \text{eq:I.5}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s: \text{coefficient de sécurité.} \\ \gamma_s: 1.5 \text{ pour les situations courante.} \\ \gamma_s: 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$

**Avec :** 
$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

• **Diagramme des contraintes de l'acier :**

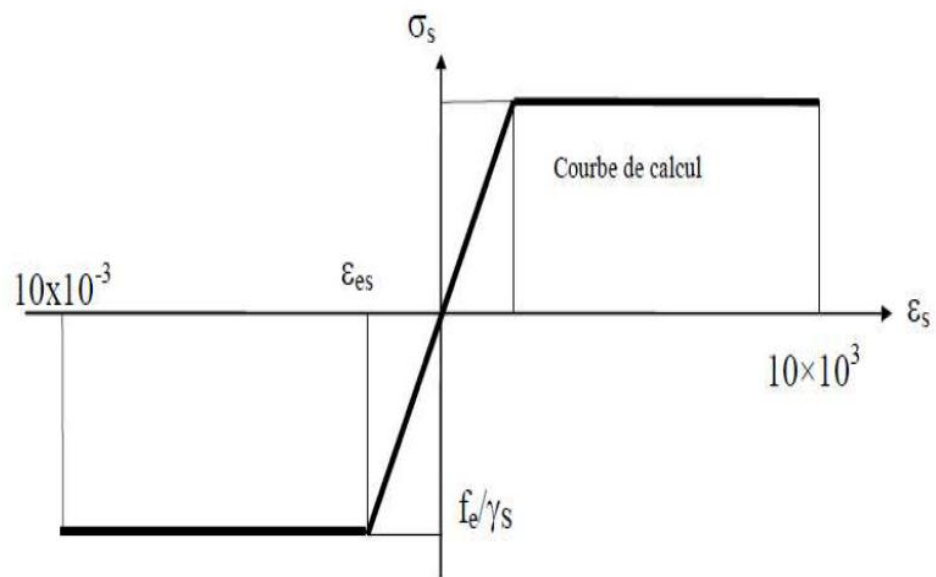


Figure I.9 : diagramme contraintes déformations de l'acier.

➤ **Etat limite de service (ELU) :**

L'état limite de service permet de calculer les contraintes admissibles de service en tenant compte de la fissuration et de l'exposition des aciers à des agents agressifs. Cependant trois cas de fissurations se présentent :

- Fissurations peu nuisibles : pas de limitation de contraintes
- Fissurations préjudiciables :  $\sigma = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissurations très préjudiciables :  $\sigma = \text{Min}(0.5f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

- $\eta = \left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta=1.6 \text{ pour les aciers hauts adhérence.} \end{array} \right.$

**2) Les aciers actifs :**

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

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone

Pour des portées déterminantes inférieures à 80 m le câblage peut être réalisé en unités de type 12T13 ou 9T15.

Dans ce cas le type de câble utilisé est T15. Voici les caractéristiques des torons **T15 Freyssinet** :

➤ **Caractéristique géométriques des câbles**

- Section nominale d'un toron T15 : 139 mm<sup>2</sup>
- Poids de 1T15 : 1.09 kg/m
- Diamètre de la gaine : 80 mm
- Recul d'ancrage pour T15 (vérins à blocage hydraulique des clavette) = 6mm.

➤ **Caractéristique mécanique des câbles (BPEL) :**

- Module d'élasticité de l'acier :  **$E_p = 195\ 000\ \text{MPa}$** .
- Coefficient de frottement de courbure :  **$f = 0,2\ \text{rad}^{-1}$** .
- Coefficient de perte par frottement linéaire :  **$\varphi = 0.003\ \text{m}^{-1}$**
- Relaxation à 1000 heures :  **$\rho_{1000} = 2.5\%$**  (très basse tension).

$$\mu_o = 0.43 \text{ (TBR).}$$

- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte  **$f_{peg} = 1660\ \text{Mpa}$**
- Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte  **$f_{prg} = 1860\ \text{Mpa}$**

**Diagramme contraintes-déformations des aciers de précontraintes :**



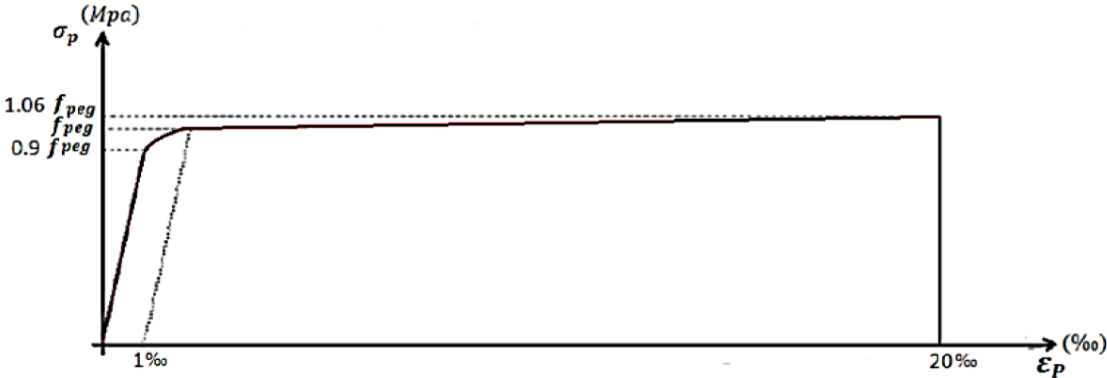


Figure I.10 : diagramme contraintes-déformations

**Chapitre II :**  
**Conception générale**  
**et pré-dimensionnement**  
**de l'ouvrage**

### **II.1 introduction :**

L'objet principale dans cette conception est la proposition de plusieurs variantes qui peuvent être envisagé tout en suivant certains critères techniques et économiques de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager, afin de faire le choix du type de pont le plus approprié.

### **II.2 Critères et choix du type d'ouvrage :**

Afin de choisir le type d'ouvrage voici les paramètres à prendre en compte :

- La voie portée : (pont route, pont rails, aqueducs.....).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- Leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- La méthode de construction du tablier.
- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- Délais de réalisation
- Le gabarit à respecter.

En prenant en considérations les critères ci-dessus, trois variantes seront étudiées et pré-dimensionner et ainsi les avantages et les inconvénients de chacune d'elles seront analysées afin d'en choisir celle qui en convient le mieux.

### **II.3 Propositions des variantes :**

Trois variantes de conceptions pour l'ouvrage sont proposées :

- Variante 01 : pont à poutres en béton précontraintes par post tension.
- Variante 02 : pont mixte à poutre métalliques.
- Variantes 03 : pont à encorbellement successifs (caissons à sections variable ou constant).

#### **II.3.1 Variante N°1 : pont à poutres en béton précontraint par post tension :**

##### **II.3.1.1 Présentation des poutres en béton précontraint :**

Le béton précontraint est l'une des inventions les plus innovatrices dans le domaine du Génie civil car il permet de réaliser des travées en béton armé de longueurs assez grandes tout en ayant des retombées acceptable en terme de matériaux béton, ainsi une grande économie est faite sur le plan matériaux et cout globale de l'ouvrage.

Les ponts à poutres en précontrainte de type VIPP font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont une portée de 30 à 45 m.

##### **II.3.1.2 Implantation de l'ouvrage :**

Pour l'implantation de l'ouvrage des longueurs de travées différentes ont été proposées :

- Pour les travées intermédiaires : 04 travées de 40 mètres.
- Pour les travées de rives : 02 travées de 20 mètres.

Ce qui donne une longueur totale de 200 m

### II.3.1.3 pré-dimensionnement des poutres en béton précontraint

Pour le pré-dimensionnement des poutres en béton précontraint VIPP, le guide de conception de la SETRA [8] sera utilisé.

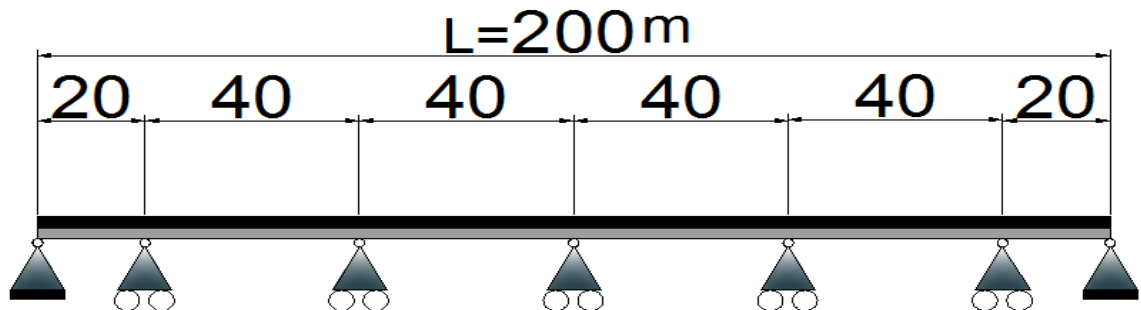


Figure II.1 : Schéma statique d'un pont à poutre en béton précontraint

#### Conception transversale

##### ▪ Elancement de la poutre :

En ayant  $L = 40$  m.

$$\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{16}$$

$$\frac{40}{22} \leq h_t \leq \frac{40}{16}$$

$$1.80\text{m} \leq h_t \leq 2.5\text{m}$$

$h_t$  choisit :  $h_t = 2$  m

##### ▪ Nombres de poutres :

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

avec  $La$  : entre axes des poutres d'extrémités.

$d$  : entre axes des poutres successives ainsi "d" suit la formule suivante :  $1.5 \leq d \leq 2.5$ .

Ainsi :  $d = 2$  (espacement)

$La = 13$

Ce qui fait que :  $N = \frac{13.25}{2} + 1 = 7.625$

**N = 8 poutres**

- **Largeur de la table de compression :**

$$0.6h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

**ht = 2 m**

$$1.2 \leq b \leq 1.4$$

**b = 1.3 m**

- **Hauteur de la table de compression :**

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm} \rightarrow e = 13\text{ cm}$$

- **Largeur du talon :**

Le guide du SETRA VIPP [8] préconise d'utiliser la formule empirique suivante :

$$b_s = \frac{1.L^2}{h_t^2.K} \text{ Avec } 1100 \leq K \leq 1300.$$

$l$  : largeur du tablier,

$L$  : portée de la travée,

$h_t$  : hauteur totale du tablier.

$$45\text{cm} \leq b_t \leq 80\text{cm}$$

$$b_t = 80\text{ cm}$$

- **Epaisseur du talon :**

$e$  est fixé à  $e = 15\text{ cm}$

- **Epaisseur de l'âme en travée :**

$$18\text{cm} \leq b_o \leq 25\text{cm} \rightarrow b_o = 22\text{ cm.}$$

- **Epaisseur l'âme d'about :**

$$25\text{cm} \leq b_o \leq 35\text{cm} \rightarrow b_o = 32\text{ cm}$$

**Gousset :** C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier passif et les câbles de précontraintes. Cet angle est fixé approximativement aux alentours de  $45^\circ$  pour le gousset de la semelle supérieur par le guide du SETRA VIPP [8].

Et pour Le gousset du talon :  $1 \leq \tan \alpha \leq 1.5$  (guide SETRA VIPP) [8].

Gousset semelle supérieure :

- En travée :

Gousset supérieur  $\alpha = 45^\circ$   $e = 15\text{cm}$ .

Gousset inférieur :  $\alpha = 56^\circ$   $e = 43\text{cm}$

- Sur appuis :

Gousset inférieur :  $\alpha = 56^\circ$

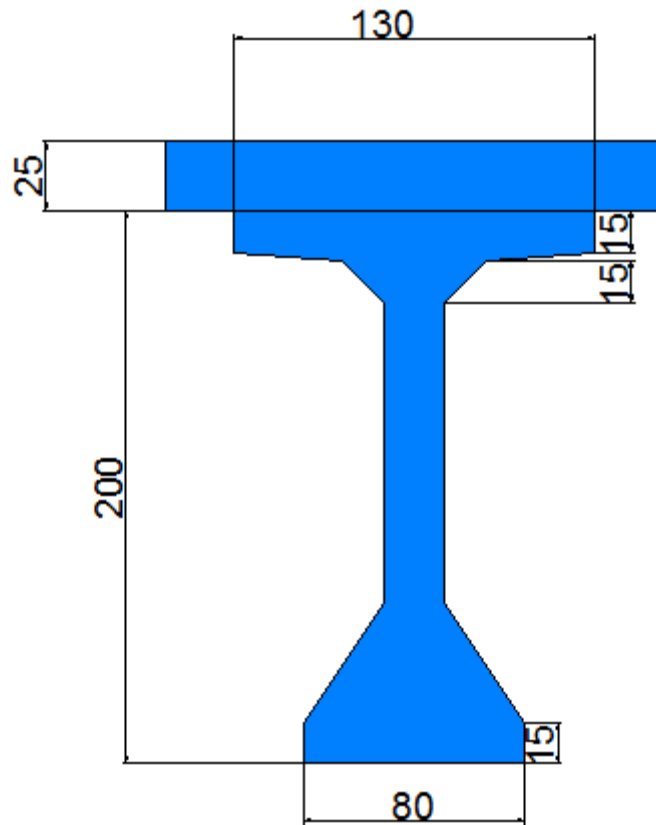


Figure II.2 : coupe de poutre transversale

#### Le hourdis (table de compression) :

La hauteur du hourdis est prise :

$$20\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}.$$

$$h_0 = 25\text{cm}.$$

#### II.3.1.4 Les avantages de la variante :

- Son fonctionnement isostatique lui permet d'être insensible aux déformations imposées en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- Rapidité et simplicité de mise en place sur chantier.

- Technique de préfabrication et coulage maîtrisé ainsi que possibilité de réutiliser les coffrages.
- Cout d'entretien assez faible.

### **II.3.1.5 Les inconvénients de la variante :**

- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leurs parties inférieures.
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- En cas de présence de chemin de fer sur le pont, une diminution de la tension de précontraintes au niveau des câbles causé par les vibrations lors du passage des trains
- Lorsque la longueur du pont est assez importante plusieurs appuis doivent être réalisés ce qui amène un surcoût dans le prix total de l'ouvrage
- Le nombre important d'appuis encombre la structure ainsi que le paysage naturel de l'environnement de l'ouvrage

### **II.3.2 variante 02 : pont bipoutre mixte acier-béton :**

Le jumelage des deux matériaux acier-béton a révolutionné le monde de la construction car ils sont complémentaires, tous deux présentent des caractéristiques prisées pour cela, dans cette variante y'aura des poutres en acier qui sera l'ossature et d'une dalle en béton qui assure le rôle de la table de compression cette dernière est liée à l'ossature afin de reprendre les efforts de flexion de façon général. Les poutres métalliques auront une section d'about différente à celle intermédiaire pour optimiser son comportement aux efforts tranchants aux niveaux des appuis.

La jonction entre les poutres en acier et la dalle en béton se fait à travers des connecteurs noyés dans le béton, ces derniers sont dimensionnés afin de reprendre les efforts de glissement entre la dalle de compression et l'ossature métallique et évité ce phénomène

### **II.3.2.1 Pré-dimensionnement des poutres en acier :**

#### **Schéma statique de la variante :**

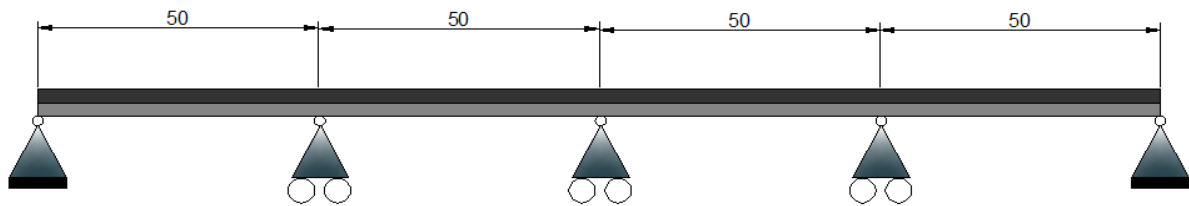


Figure II.3 : Schéma statique de la variante 2

Une section en I est adoptée pour cette variante elle comporte une âme et deux semelles.

Les notions habituellement employées sont représentées sur le dessin de la figure ci-dessous.

- **Nombre de poutres :**

Le nombre de poutres dans ce type de pont est de deux puisque c'est un pont bipoutre comme l'indique le guide du SETRA [7] (pont mixte acier béton bipoutres).

- **La hauteur des poutres (h) :**

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de  $L/25$ .

$L=50$  m.

Ce qui donne  $h_t = 2$  m.

- **Épaisseur de l'âme :**

Pour dimensionner l'épaisseur de l'âme plusieurs facteurs doivent être pris en compte :

- Résistance à la corrosion.
- Fatigue.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage verticale.
- ✓ Épaisseur de l'âme en travée :  $8 \text{ mm} \leq t_w \leq 14 \text{ mm} \rightarrow t_w = 12 \text{ mm}$
- ✓ Épaisseur de l'âme sur appui :  $20 \leq t_w \leq 40 \rightarrow t_w = 22 \text{ mm}$

- **Largeur et épaisseur des semelles des poutres :**

La largeur des semelles sont dimensionnées afin d'avoir un bon comportement aux conditions de bétonnage et d'exploitations des charges.

- **En travée :**

1- **Largeur et épaisseur de la semelle supérieure :**

$$200 \text{ mm} \leq b_s \leq 500 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \leq t_{fs} \leq 40 \text{ mm}$$

$$b_s = 250 \text{ mm}$$

$$t_{fs} = 18 \text{ mm}$$



2- Largeur et épaisseur de la semelle inférieure :

$$\begin{aligned} 300\text{mm} \leq b_i \leq 600 \text{ mm} & \quad \left\{ \begin{array}{l} b_i = 350 \text{ mm} \\ tf_i = 20 \text{ mm} \end{array} \right. \\ 20 \text{ mm} \leq tf_i \leq 40 \text{ mm} & \end{aligned}$$

➤ Sur appuis :

1- Largeur et épaisseur de semelle supérieure :

$$\begin{aligned} 400 \text{ cm} \leq b_s \leq 900 \text{ cm} & \quad \left\{ \begin{array}{l} b_s = 400 \text{ mm} \\ tf_s = 20 \text{ mm} \end{array} \right. \\ 20 \text{ mm} \leq tf_s \leq 40 \text{ mm} & \end{aligned}$$

2- Largeur et épaisseur de la semelle inférieure :

$$\begin{aligned} 400\text{mm} \leq b_i \leq 1000 \text{ mm} & \quad \left\{ \begin{array}{l} b_i = 600 \text{ mm} \\ tf_i = 30 \text{ mm} \end{array} \right. \\ 30 \text{ mm} \leq tf_i \leq 60 \text{ mm} & \end{aligned}$$

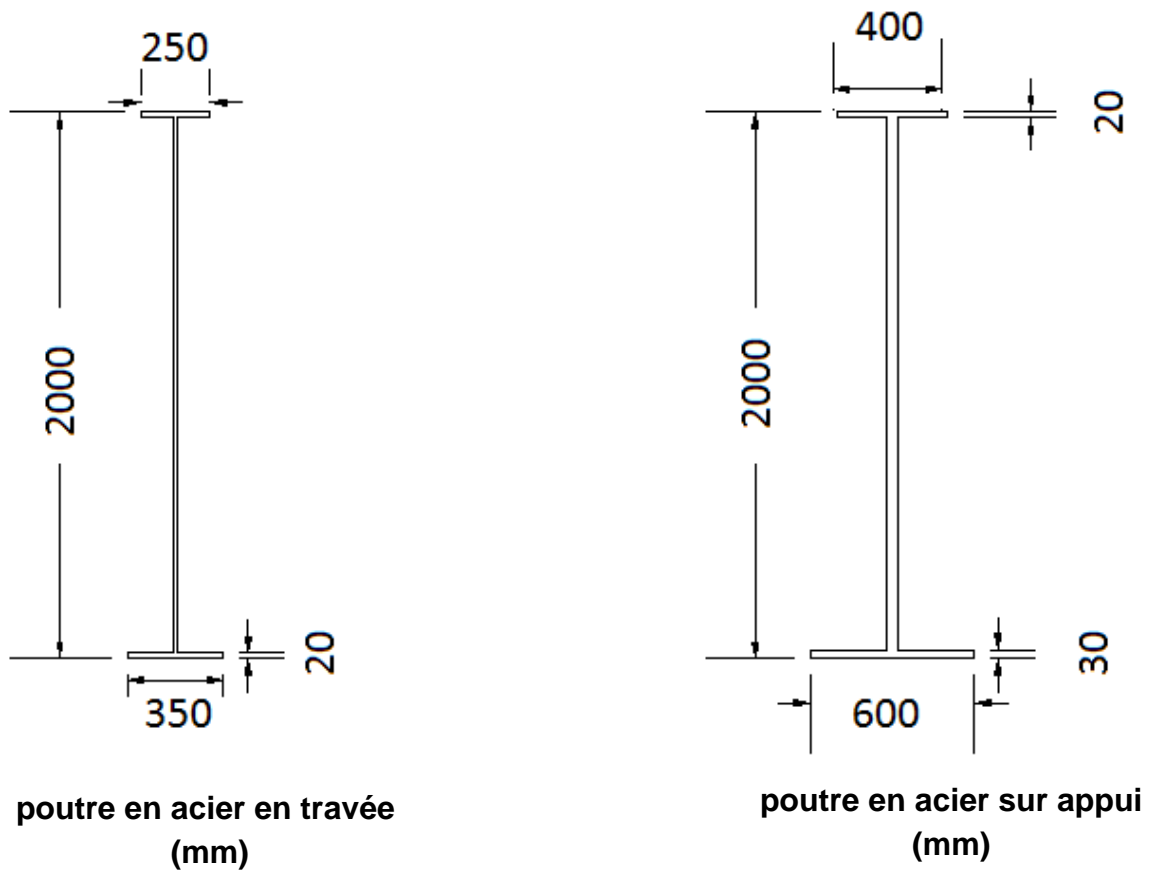


Figure II.4 : Sections transversal de la variante N°2 en (mm).

### **II.3.2.3 Entretoisement des poutres :**

➤ **Les principales fonctions d'une entretoise :**

Les entretoises, dont le nombre est variable, ont pour rôle de raidir la structure transversalement et de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent pour la torsion.

Actuellement, pratiquement tous les ouvrages sont réalisés sans entretoises intermédiaires, ce qui constitue une solution parfaitement adaptée. Par contre, la suppression des entretoises d'about n'est pas recommandée. En effet, ces entretoises assurent l'encastrement à la torsion des poutres sur appuis.

➤ **Pré-dimensionnement des entretoises :**

- Elancement des entretoises : D'après le guide du SETRA [7]: **He=1.6m.**
- Epaisseur de l'âme des entretoises : **10cm<tw<12cm.**
- Epaisseurs et largeurs des semelles des entretoises :

Lors du coulage du béton et du boulonnage les semelles sont soumises au phénomène du déversement.

- **Semelle supérieure :**  
 $220\text{mm} \leq b_s \leq 300\text{ mm} \rightarrow b_s = 300\text{ mm}$   
 $t_{fs} = 20\text{ mm}$
- **Semelle inférieure :**  
 $220 < b_i < 300\text{mm} \rightarrow b_s = 300\text{ mm}$   
 $t_{fi} = 20\text{ mm}$

### **II.3.2.4 Les avantages des ponts mixtes acier-béton :**

- ✓ La possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ La rapidité d'exécution globale.
- ✓ La légèreté donc la diminution du nombre de piles.
- ✓ La précision dimensionnelle des structures.

### **II.3.2.4 Les inconvénients des ponts mixtes acier-béton :**

- ✓ cout globales très élevé.
- ✓ Protection et entretien des structures contre le phénomène de corrosion surtout à proximité de cotes
- ✓ Fatigue des assemblages (boulons, rivets) dues aux sollicitations (charges roulantes, dilatations thermique, sismiques).
- ✓ Demande une main d'œuvre qualifiée pour le soudage des éléments des poutres.

### **II.2.3 Variante 03 : Pont en béton précontraint encorbellement en successifs :**

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

La construction par encorbellements successifs consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol. La méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc...)

### **II.3.3.1 Mode de construction :**

Deux techniques bien distinctes peuvent être utilisées pour la construction pont à encorbellement successifs des voussoirs :

- ✓ La construction par voussoirs préfabriqués.
- ✓ La construction par voussoirs coulés en place.

### **Trois modes de constructions existent :**

- ✓ **Symétriquement (en général)** : de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.
- ✓ **Dissymétriquement (parfois)** : d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.
- ✓ **Exceptionnellement** : à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même.

### **II.3.3.2 Pré-dimensionnement de la variante :**

L'ouvrage possède deux fléaux identiques de part et d'autres de la pile (méthode symétrique).

#### **Choix du type de tablier :**

Deux types de tablier existent :

##### **- Tablier à hauteurs constantes :**

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.

##### **- Tablier à hauteur variable :**

Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

- **Distribution des travées :**

Dans ce projet la distribution des travées sont de cette manière :

- ✓ 60 mètres pour les travées intermédiaires.
- ✓ 40 mètres pour les travées de rives.

**Vérification :**

$$0,5 L_i \leq L_r \leq 0,7 L_i. \quad \text{eq:II.1}$$

Avec :

$L_i = 60$  m (longueur intermédiaire).

$L_r = 40$  m (longueur de rive).

$$30 \leq L_r \leq 42$$

**Hauteur de voussoirs :**

Comme indiqué précédemment la hauteur du tablier dépend principalement de la longueur des travées, et dans le cas présent la travée la plus longue mesure 60 mètres donc le choix du tablier est **de hauteur constante**.

Selon le guide du SETRA [7] :

$$\frac{1}{25} \leq h_v \leq \frac{1}{20} \quad \text{eq:II.2}$$

$$2.4 \text{ m} \leq h_v \leq 3 \text{ m}.$$

$$H_v = 3 \text{ m}.$$

**Remarque :**

Le voussoir sur pile, le voussoir de clavage et le voussoir de la culée ont tous la même hauteur.

Il existe trois types de caissons pour les tabliers, le type de caissons à utiliser est imposé par la largeur B (SETRA) [7]

- $B \leq 20$  m mono-caisson à 2 âmes.
  - $B \leq 15$  m dalles pleine en béton armé.
  - $B \geq 15$  m dalles en béton précontraint.
- $15 \leq B \leq 20$  m mono-caisson à 3 âmes.
- $18 \leq B \leq 25$  m mono-caissons braconné.
- $B \geq 25$  m bi caissons.

Donc pour un  $B = 13.25$  m le guide du SETRA [7] conseille pour des tabliers de largeurs inférieurs à 20 mètres une section de caissons à deux Ames avec hourdis en dalle pleine, ce type de tablier autorise toutes les variations de hauteur ( hauteur constante, parabolique cubique).

**Epaisseur des âmes :**

L'épaisseur des âmes doit être déterminée de manière à reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion, permettre un bétonnage aisé, vérifier les conditions au cisaillement et enfin permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

L'épaisseur totale **Ea** des deux âmes peut être estimé à :

$$Ea = 0.26 + \frac{L}{500} \quad \text{eq:II.3} \quad L = \text{longueur de la travée principale (m)}$$

$$Ea = 40 \text{ cm}$$

### Inclinaisons des Ames :

Les Ames ont une inclinaison 15% de la verticale

### Epaisseur du hourdis supérieur :

#### Epaisseur e1 :

Dépend du dispositif de retenue choisit Elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale BN1,
- 24 cm en cas de barrière normale BN4.

$$E1 = 24 \text{ cm.}$$

#### Epaisseur e2 :

À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur E2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.

$$e2 = 0.50 \text{ m}$$

#### Epaisseur e4 :

D : entre axe des âmes → D=6.5

$$\frac{D}{30} \leq E4 \leq \frac{D}{25} \rightarrow E4 = 0.25 \text{ m}$$

#### Epaisseur e3 :

$$E3 = 0.10 + \frac{D}{25} = 0.36 \text{ m}$$

La valeur E3 calculé doit vérifier les deux conditions suivantes :

- E3 > e2 - 0,10 = 0.40m
- E3 > 1,5 e4 = 0.375m

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc e3 sera majoré à :

$$E3 = 0.50 \text{ m}$$

### Epaisseur du hourdis inférieur :

D'après le guide SETRA [7], dans la partie centrale des travées, le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (**18 à 22 cm**) pour limiter le poids propre du caisson.

Pour les ouvrages larges, la flexion transversale est prépondérante. L'épaisseur est plutôt de l'ordre de **25 cm**. Vis-à-vis des câbles de continuité, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte

Condition de l'épaisseur du hourdis inférieur à la clé :

$$Ec \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3\phi ; \phi \text{ étant le diamètre de conduits de précontraintes} \\ \frac{ea}{3} \end{cases} \quad \text{eq:II.4}$$

$$E_c \geq \begin{cases} 18\text{cm} \\ 24\text{cm} \\ 13.33\text{ cm} \end{cases}$$

$E_c = 30\text{ cm}$  pour rigidifier la section transversalement vis-à-vis de l'effort tranchant

#### Epaisseur hourdis inférieur sur pile :

$$E_p = 2.5 \times E_c \rightarrow E_p = 2.5 \times 30 \rightarrow E_p = 75\text{ cm.}$$

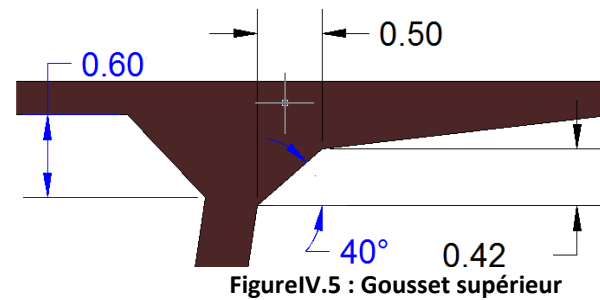


Figure IV.5 : Gousset supérieur

#### Dimensionnement des goussets supérieur :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,
- Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

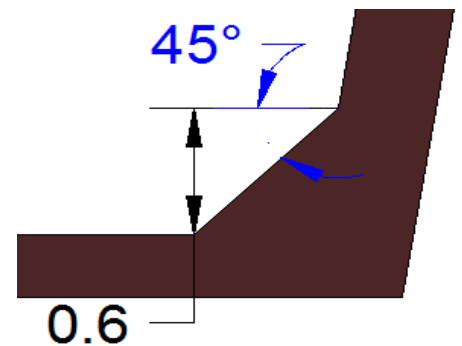


Figure II.6 : Gousset inférieur

Le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques.

Dans ce cas l'angle choisit :  $\alpha = 40^\circ$  ce qui donne un gousset de dimensions 50 cm sur 42 cm comme sur la figure ci-dessous :

#### Dimensionnement du gousset inférieur :

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

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

Pour ce cas on les dimensions qui ont été choisies pour le gousset inférieur sont :

$\alpha = 45^\circ$  ; 60 cm sur 60 cm pour les autres dimensions comme le montre la figure.

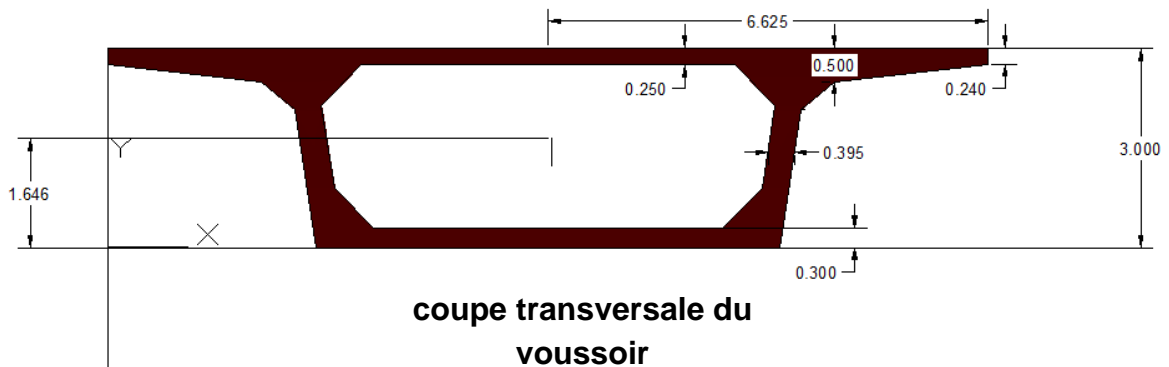
**Coupe transversale du voussoir :**

Figure II.7 : dimensions du voussoir courant (m)

**II.3.3.3 Avantage :**

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

- Permet la réalisation du tablier sans aucun contact avec le sol ce qui facilite la tâche en cas de terrain très accidenté ou lors de fortes crues dans le cas des rivières.
- Vu la polyvalence géométrique de la hauteur de l'intrados du tablier (linéaire, parabolique ou cubique) ce qui fait que tous les profils en long et en élévations sont facilement réalisables
- Comme le nombre de piles et de travées est réduit par rapport aux autres variantes l'aspect dégagé encombre moins le paysage naturel.
- L'aspect esthétique de la forme du tablier
- La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de la brèche.

**II.3.3.4 Inconvénients :**

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importante.
- Le poids est très important, ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes.

**II.3.3.5 Caractéristique géométrique du voussoir :**

Puisqu'on a opté pour une seule section de voussoir sur tout le long du tablier (tablier à hauteur constante) voici Les caractéristiques mécaniques du voussoir :

A : aire du de la section du voussoir

$G_x$  : centre de gravité du voussoir.

$I_x$  : moment d'inertie par rapport à l'axe (OX) du voussoir.

V : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure du voussoir.

V' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure du voussoir.

$\rho$  : rendement géométrique de la section :  $\rho = \frac{I}{A.v.v'}$  e      **eq:II.5**

C = $\rho.V$  : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

C'= $\rho.V'$  : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

Tableau II. 2: Caractéristique du voussoir

caractéristique mécanique	valeurs
A (m <sup>2</sup> )	9,0665
G <sub>x</sub> (m)	6.625
I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	12,562
v(m)	1,3542
V'(m)	1,6458
P	0,6258
C(m)	0,84745836
C'(m)	1,02994164

#### **II.4) choix de la variante :**

Pour choisir entre les trois variantes à réaliser une comparaison sur plusieurs critères sera faite, les critères seront analysés et répertoriés dans le tableau ci-dessous :

##### **1) Cout globale dans la structure :**

La quantité des matériaux utilisés lors de construction est très importante. Pour les deux premières variantes ; en vue de leur nombre de piles important et haut (5 piles Pour la 1<sup>ère</sup> variante et 3 pour la 2<sup>ème</sup>). Ainsi, le nombre important des poutres, fondations et Pieux. Ce qui rend le cout global de la structure très important.

##### **2) Effort dans les fondations :**

**Variante 2 :** les efforts sollicités au niveau des fondations sont raisonnables vu la légèreté du tablier grâce aux poutres métalliques

**Variante 3 :** les ponts à encorbellement successifs sont des ouvrages très lourds ce qui rend les sollicitations aux niveaux des fondations très importants.

##### **3) Intégration dans le paysage :**

**Variante 1 :** les ponts à poutres sont très limités dans la longueur de leurs travées, ainsi le nombre de piles à réaliser est important en nombre ce qui peut être assez pénalisant dans l'intégration dans le paysage.

**Variante 3 :** les ponts à encorbellement successifs ont l'avantage d'avoir des travées assez longues et réduire le nombre de piles ce qui fait l'un de ses points forts sur l'aspect intégration paysagère.



4) **Entretien :**

**Variante 2 :** les ponts mixte ont besoin d'un entretien assez important à cause de la corrosion des poutres en aciers surtout dans un environnement agressif ainsi que de la fatigue des éléments d'assemblage (boulons, rivets, soudure).

**Tableau II.2 : récapitulatif des avantages et inconvénients des variantes**

Critères Variantes	Cout globale de construction	Efforts dans les fondations	Intégration dans le paysage	Mode de construction	Entretien
Pont à poutre en BP	/	/	-	/	+
Pont mixte acier-béton	-	+	/	!	-
Pont à encorbellement successifs	/	-	+	-	+

**Barème d'évaluation des variantes :**

(+) positif ; (-) : négatif ; (/) moyen ; (!) non envisageable

**Conclusion :**

Après analyse des variantes en fonctions des critères, le tableau II.2 montre clairement que la variante 3 pont à encorbellements successifs présente plus d'avantages que les deux autres ce qui fait de cette variante le choix optimale.

**Chapitre III :**  
**Charges et surcharges**

### III.1 Introduction :

L'ouvrage doit résister à de nombreuses actions pendant la phase de construction que dans la phase d'exploitations, ces actions sont multiples (charges routière, poids de la structure, surcharges du trottoir, ainsi dans ce chapitre toutes ces charges et surcharges seront évaluées.

Pour évaluer ces charges et surcharge les DTR [3] ainsi que le fascicule 61 titre II [1] sera utilisé.

### III.2 caractéristiques du pont :

➤ **Largeur roulable :**

C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles.

➤ **Classe du pont :**

C'est la classe qui indique la catégorie du pont. Elle est définie en fonction de la largeur roulable (Lr).

Selon la fascicule 61 titre II [1] 3 classes existes.

- Ponts de Classe I :  $L_r \geq 7m$ .
- Ponts de Classe II :  $5.5m \leq L_r \leq 7m$ .
- Ponts de classe III :  $L_r \leq 5.5m$ .

$$L_r = 11.5 \text{ m} \rightarrow L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow \text{pont de classe I}$$

➤ **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable elle se déduit de la largeur roulable en déduisant une bande 0.5m de chaque coté .

$$L_{ch} = L_r - (0.5 \cdot 2)$$

$$L_{ch} = 10.5 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_r = 12 \text{ m} \\ 0.5 \text{ et } 1: \text{ espace appartenant à la chaussée} \end{array} \right.$$

➤ **Nombre de voies de circulation :**

C'est le nombre de voies de circulation de la chaussée.

$$N_v = L_{ch} / 3 \quad \rightarrow \quad N_v = 10.5 / 3 = 3.5$$

$$\rightarrow \quad N_v = 3.$$

➤ **Largeur de la voie :**

$$L_v = L_{ch} / N_v \quad \rightarrow \quad L_v = 10.5 / 3$$

$$\rightarrow \quad L_v = 3.5 \text{ m}$$

Donc L'ouvrage possède 3 voies de 3.5 m.

### III.3 estimation des charges :

#### ➤ Les charges permanentes :

Les charges permanentes sont les poids propres des éléments porteurs (poids des voussoirs) ainsi que le poids du revêtement et des barrières de sécurité ainsi que d'autres installations fixes.

#### • Poids des éléments porteurs :

Cela concerne le poids du tablier.

Comme la hauteur de l'intrados du tablier est constante le poids du tablier sera calculer en un seul morceau, les lois de variations ne seront pas utilisées

$$G = \gamma_b \cdot L_{\text{tot}} \cdot A_v.$$

$\gamma_b$ : poids volumique du béton (KN/m<sup>3</sup>)  $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

$L_{\text{tot}}$  = longueur totale du tablier  $L_{\text{tot}} = 200 \text{ m}$

$A_v$ : aire des voussoirs composant le tablier  $A_v = 9.0665 \text{ m}^2$

$$G = 2.5 \cdot 200 \cdot 9.0665.$$

Le poids total du tablier (charge permanente) :

$$\mathbf{C_p = 4533.25 \text{ t}}$$

#### • Poids des éléments non porteurs :

##### 1. Le revêtement :

Le revêtement se compose :

- Une couche d'étanchéité de 1 cm d'épaisseur avec poids : **2 t/m<sup>3</sup>**
- Une couche de revêtement roulant de béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur avec un poids : **2.4 t/m<sup>3</sup>**

Ainsi le calcul des du poids de revêtement se calcul selon la loi suivante :

$$P_{\text{rev}} = L_r (e_1 \cdot \gamma_{\text{etanch}} + e_2 \cdot \gamma_{\text{bb}})$$

$$L_r = 12 \text{ m}$$

$$P_{\text{rev}} = 12 (0,01 \times 2 + 0,08 \times 2,4)$$

$$\mathbf{P_{\text{rev}} = 2.544 \text{ t/m.}}$$

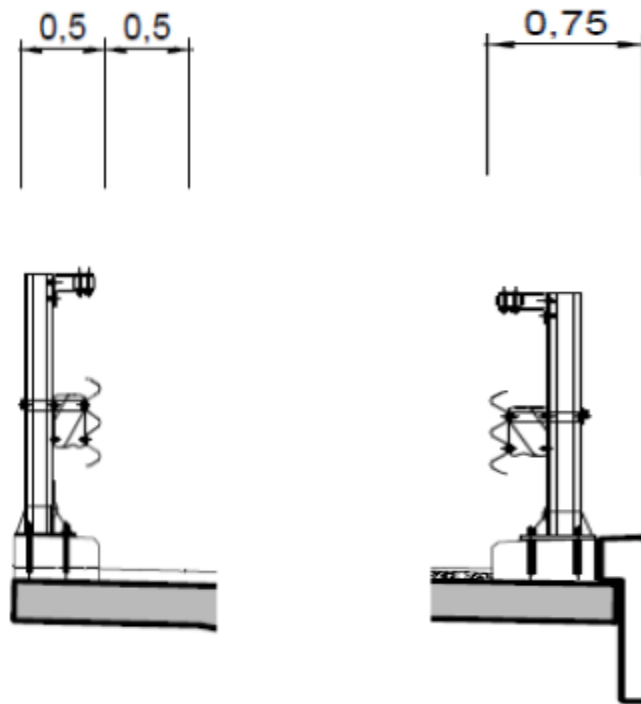


Figure V.1 : trottoirs de droite et de gauche de la chaussée

## 2. Poids Trottoirs et corniches :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par simple surélévation de 10 à 20 cm, de la circulation, en générale il y en a pas sur le pont autoroutier comme c'est le cas dans cette ouvrage, y a des cas ou seul un passage de service de 40 cm de largeur environs.

**Surface (S trottoirs+ S corniche) = 0.235m<sup>2</sup>.**

**P= S. (corniche + trottoirs).  $\gamma_b=0.587$  t/ml.**

## 3. Poids Garde-corps :

Le poids du garde-corps est estimé selon le **fascicule 61 titre II [1]** à **0.1t/ml.**

Donc :  **$P_{gc}= 0. 2t/ml.$**

## 4. Poids des glissières de sécurité :

Selon le **fascicule 61 titre II [1]**, les glissières souples standards sont les plus utilisées. Elles sont composées d'éléments glissants et leur poids est de :  **$P_{gc}=0.06t/ml.$**

Pour les deux glissières :  **$P_{gs} = 0. 12t/ml.$**

## 5. le poids des chargements complémentaire permanents :

**$P_{ccp} = p(\text{corniche} + \text{trottoirs} + \text{garde-corps} + \text{glissière de sécurité} + \text{revêtement}) \cdot L_{\text{pont}}$**

**$P_{ccp} = (0.587+0.2+0.12+2.544) \cdot 200 = 3.451 \cdot 200 = 690.2$  t**

## Ensemble des charges G du tablier entier :

$$\mathbf{G = CCP + CP = 647.8 + 4533.25 =}$$

**G= 5223.45 t**

**III.4 Evaluation des surcharges :**

D’après le fascicule 61 titre II [1] les surcharges utilisées pour le dimensionnement d’un pont sont :

- Les surcharges routières type A(l)
- Les surcharges routières type B : (Bc, Bt, Br).
- Les surcharges militaires Mc : Mc120.
- Les convois exceptionnels D240
- Surcharges sur les trottoirs
- Le vent **W**, la température **T**, les efforts de freinage **F**, le séisme **E**.

**1. Les surcharges routières type A(l) :**

La masse de A (l), exprimée en kilogrammes par mètre carré (kg/m<sup>2</sup>), est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{1+12l}$$

l : longueur chargée en (m)

A(l) est donné en majorant A(l) par les coefficients  $a_1$  et  $a_2$  .

**Coefficient  $a_1$  :**

Le coefficient **a1** est donné en fonction de la classe du pont e du nombre de voies chargées ainsi définis dans le tableau suivant : [1] (fascicule 62 titre II article 4.2.1)

**FigureIII.1: tableau désignant le coefficient  $a_1$**

Nombres de voies chargées		1	2	3	4	5≤
Classe du pont	1 <sup>ere</sup> classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>eme</sup> classe	1	0.9	/	/	/
	3 <sup>eme</sup> classe	0.9	0.8	/	/	/

Classe du pont : 1  
pour 1 et 2 voies chargées }  $a_1=1$  ;

classe du pont : 1  
pour 3 voies chargées }  $a_1= 0.9$

**Coefficient  $a_2$ :**

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad \text{eq:III.1}$$

V: étant la largeur réelle d'une voie.

$$V = \frac{L_{ch}}{3} = \frac{11}{3} \rightarrow V = 3.667m$$

$V_0$  : étant les valeurs suivantes.

Tableau III .2: classe du pont

Classe du pont	Valeurs de $v_0$
Classe I	3.5 (m)
Classe II	3 (m)
Classe III	3.75 (m)

Donc :  $V_0 = 3.5 m$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.667} = 0.954$$

**Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :**

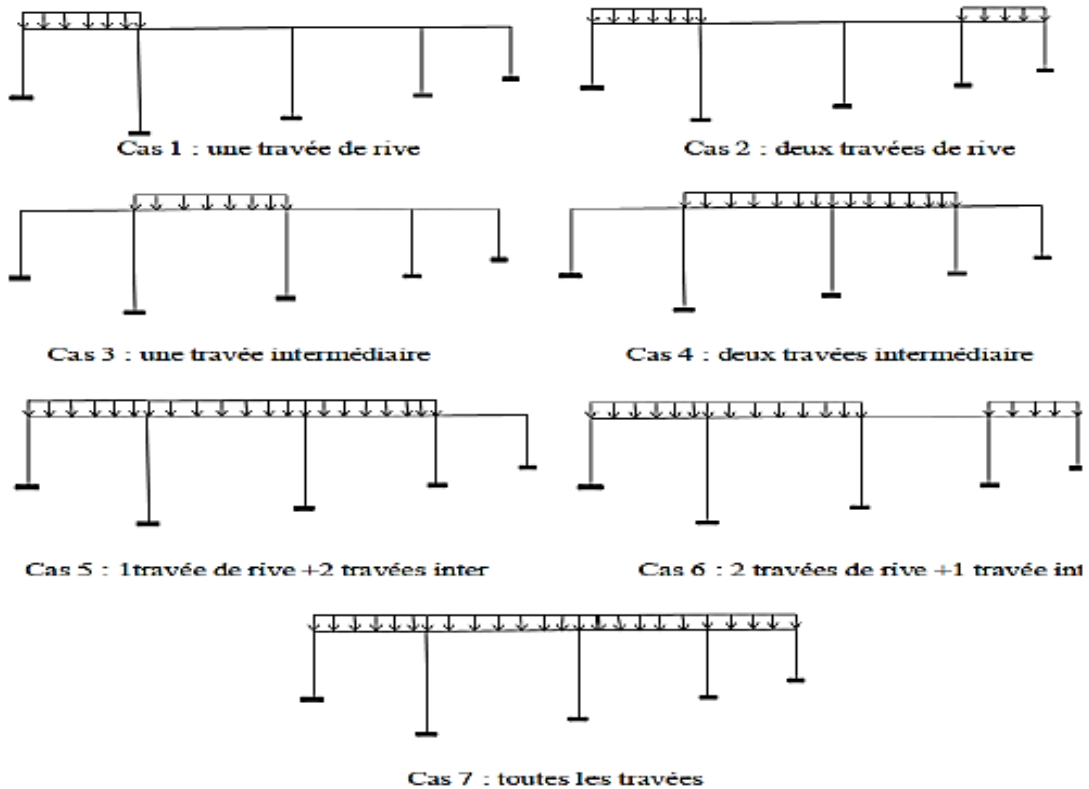


Figure III.2 : cas des chargements des travées

Tableau III.3 : Tableau des charges A(l) (Tableur Excel).

Cas	L(m)	A(l)t/m	a1 pour voie 1et2	a1 pour voie 3	a2	A <sub>1</sub> (l)c Voie 1 et 2	A <sub>2</sub> (l)c voie 3	1 voie chargée (t/ml)	2 voies chargées (t/ml)	3 voies chargées (t/ml)
1	40	0,92230769	1	0,9	0,954	0,87988154	0,79189338	3,079585	6,15917	8,31488052
2	80	0,62130435	1	0,9	0,954	0,59272435	0,53345191	2,074535	4,14907	5,60124511
3	60	0,73	1	0,9	0,954	0,69642	0,626778	2,43747	4,87494	6,581169
4	120	0,50272727	1	0,9	0,954	0,47960182	0,43164163	1,678606	3,35721	4,53223716
5	140	0,46684211	1	0,9	0,954	0,44536737	0,40083064	1,558786	3,11757	4,20872167
6	160	0,43930233	1	0,9	0,954	0,41909442	0,37718498	1,46683	2,93366	3,9604423
7	200	0,39981132	1	0,9	0,954	0,38142	0,343278	1,33497	2,66994	3,60441899

Détail du calcul de A(l) en fonction du nombre de voies chargées.

Exemple pour une travée de rive de 40m

- 1 voie chargée :  $A(l) = A_1(l)c \cdot 3,5(m) = 0,879 \cdot 3,5 = 3,0795 (t/ml)$
- 2 voies chargées :  $A(l) = A_2(l)c \cdot 7 (m) 0,879 \cdot 7 = 6,159 (t/ml)$
- 3 voies chargées :  $A(l) = A_2(l) c \cdot 10,5 (m) = 0,791 \cdot 10,5 = 8,314 (t/ml)$

**Remarque** : la travée la plus longue n'est pas forcément celle qui représente le chargement le plus défavorable.

Le tableur donne la charge la plus défavorables :  $A(l) = 8.314 t/ml$ .

## 2. Les surcharges routières type B :

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

- Le système Bc se compose de camions types (30tonnes) ;
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 tonnes)
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

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

### ➤ **Systeme Bc :**

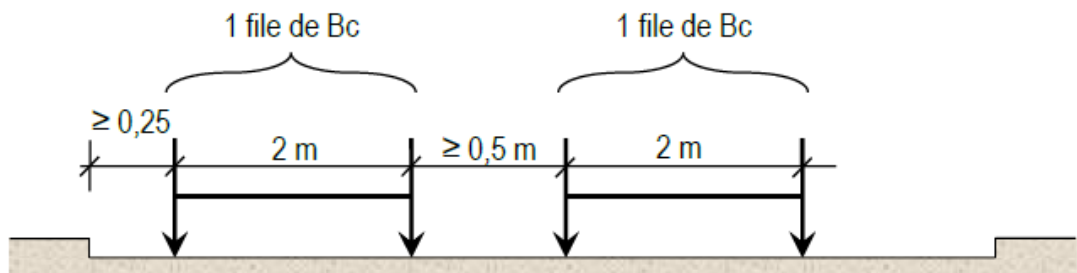
Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale.....	30 t.
Masse portée par chacun des essieux arrière.....	12 t.
Masse portée par l'essieu avant .....	6 t.
Longueur d'encombrement.....	10,50 m.
Largeur d'encombrement .....	2,50 m.
Distance des essieux arrière.....	1,50 m.
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....	4,50 m.
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....	2 m.
Surface d'impact d'une roue arrière : .....	carré de 0.25m de côté.
Surface d'impact d'une roue avant : .....	carré de 0,20 m de côté.



**1. Dispositions dans le sens transversales :**

Le nombre de voies sur lesquelles on peut disposer ce chargement ne doit pas dépasser le nombre de files même si cela est possible en termes d'espace.



✓ *En plan.*

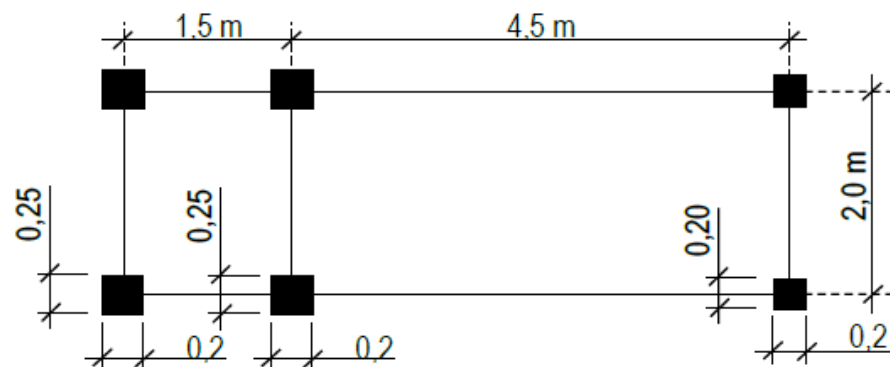


Figure III.3 : disposition du chargement Bc dans le sens transversale et vue en plan

**2. Dispositions dans le sens longitudinal :**

Le nombre de files ne doit pas dépasser deux véhicules leurs dispositions doit se faire de manière pour qu'on puisse obtenir le cas le plus défavorable, Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

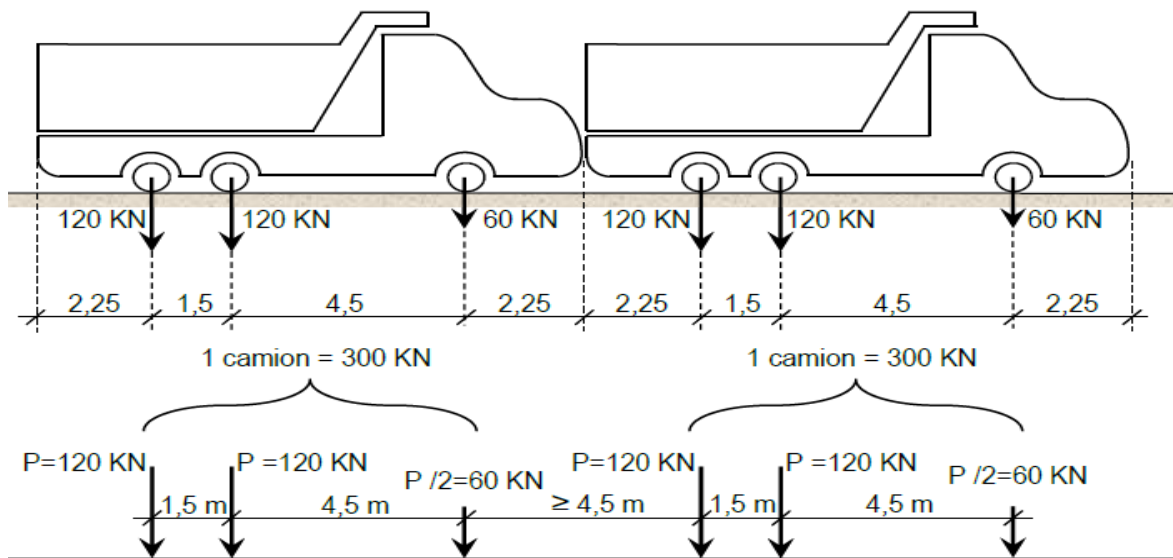


Figure III.4: disposition du chargement Bc dans le sens transversale

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du Système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient **b<sub>c</sub>** (fascicule 61 titre II) [1], donné dans le tableau suivant :

Tableau III .4: coefficient b<sub>c</sub>

/		Nombre de voies chargées				
		1	2	3	4	5≤
Classe du pont	Classe 1	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
	Classe 2	1	1	/	/	/
	Classe 3	1	0.8	/	/	/

Les coefficients pris en compte dans ce cas :

Pont de première classe :  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ file chargée : } B_c = 1.20 \\ 2 \text{ files chargées : } B_c = 1.10 \\ 3 \text{ files chargées } B_c = 0.95 \end{array} \right.$

**Coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad \text{eq:III.2}$$

**Tel que :**

- L : longueur de l'élément considéré L=200m
- S : la surcharge considéré.  $S = N_{\text{camions}} \cdot P_{\text{camions}} \cdot b_c$
- N : nombre de camions
- P : poids du camion 30 t

- G : la charge permanente totale du tablier → **G=4533.25 t**

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

**Tableau III.5: résultats du chargement Bc**

cas	travées(m)	charges (t)	bc 1 file chargée	bc 2 files chargées	bc 3 files chargées	S(t) 1 file	S(t) 2 files	S(t) 3 files	δ pour 1 file	δ pour 2 files	δ pour 3 files	Bc 1voie chargée	Bc 2voies chargées	BC 3voies chargées
1	40	1036,21	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,05468908	1,06296279	1,06821734	79.05	140.18	182.62
2	80	2072,42	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,02869584	1,03293371	1,0356561	77.1	136.22	176.98
3	60	1554,315	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,03763808	1,04324313	1,04682994	77.77	137.544	178.86
4	120	3108,63	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0194542	1,02230246	1,02413929	76.42	134.904	175.104
5	100	2590,525	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,02318789	1,02659472	1,02878834	76.72	135.43	175.78
6	160	4144,84	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,01471559	1,0168605	1,01824645	76.05	134.37	174.07
7	200	5181,05	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0118334	1,01355353	1,01466632	75.82	136.88	173.39

Les surcharge du système Bc sont multipliés par le coefficient **δ= 1.068**. → **BC = 182.62 t/ml**

➤ **Systeme Br:**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

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

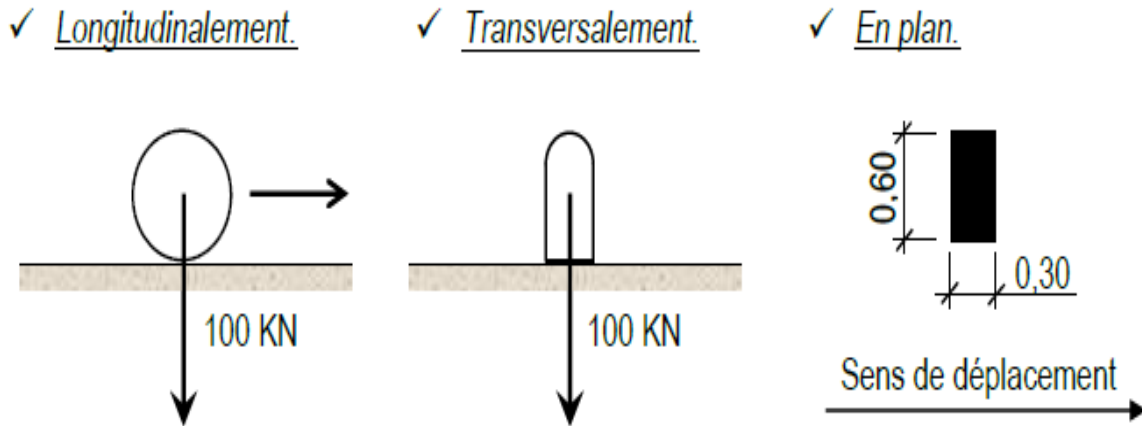


Figure III.5 : Schéma du système Br

Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les camions homologues des diverses files, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

**Coefficient de majoration dynamique :**

Tableau III.6: Résultats du système Br

Cas	travées(m)	charges (t)	S(t)	$\delta$	Br
1	40	906,65	10	1,04609434	10.46
2	80	1813,3	10	1,02435549	10.24
3	60	1359,975	10	1,03187017	10.31
4	120	2719,95	10	1,01655097	10.16
56	100	2266,625	10	1,01970867	10.19
7	160	3626,6	10	1,01253454	10.12
8	200	4533,25	10	1,0100868	10.1

➤ **Systeme Bt :**

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

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

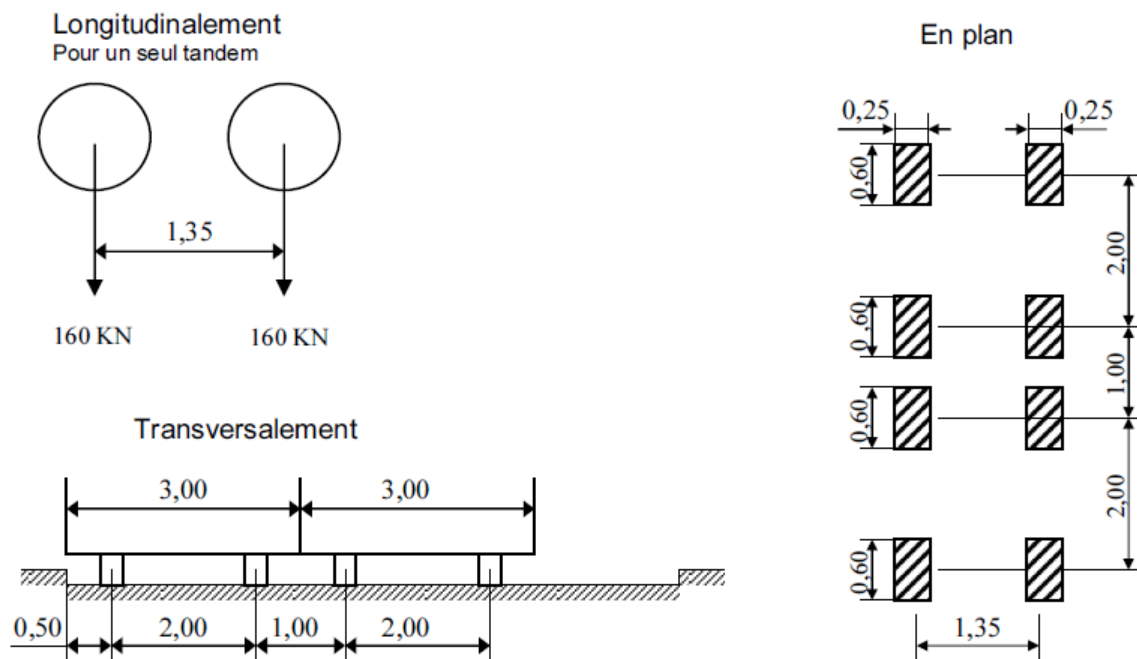


Figure III.6 : chargement Bt

**Remarque :** il est rappelé que le système Bt n'est pas appliqué au pont de 3eme classe.

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

Tableau III.6 : coefficient bt

Classe du pont	1	2	3
Coefficients bt	1	0.9	/

Les calculs des coefficients  $\delta$  sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : résultat du système Bt

Cas	travée(m)	charges (t)	bt	s(t) 1 file	s(t) 2 file	$\delta$ pour 1 file	$\delta$ pour 2 files	Bt 1file	Bt 2files
1	40	1036,21	1	32	64	1,04904122	1,0535681	33.56	67.39
2	80	2072,42	1	32	64	1,02583664	1,02812619	32.8	65.79
3	60	1554,315	1	32	64	1,03384159	1,03688265	33.056	66.304
4	120	3108,63	1	32	64	1,01754013	1,01907236	32.544	76.16
5	100	2590,525	1	32	64	1,02089482	1,02273068	32.64	65.408
6	160	4144,84	1	32	64	1,01327705	1,01442844	32.416	64.832
7	200	5181,05	1	32	64	1,01068112	1,0116033	32.32	67.704

Le coefficient  $\delta$  pris est égale à  $\delta = 1.0535$ .  $\rightarrow$  Bt = 67.39t/m

### 3. Système militaire Mc 120 :

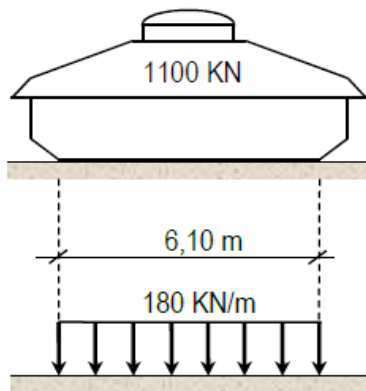
Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

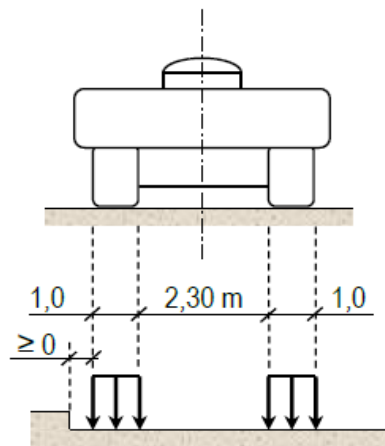
Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.

✓ Longitudinalement.



✓ Transversalement.



✓ En plan.

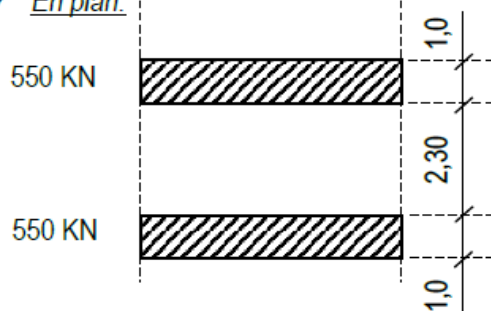


Figure III.7 : Caractéristique du système Mc 120

**Remarque**

Le nombre de véhicule par travée est obtenu en divisant la longueur de la travée par 30.50m.

Tableau III.8 : Calcul des valeurs s et  $\delta$  pour les charges MC 120.

Cas	travées(m)	charges (t)	nombre de véhicules n	s(t)	$\delta$	Mc 120
1	40	1036,21	1	110	1,05995619	116.49
2	80	2072,42	2	220	1,03904116	228.58
3	60	1554,315	1	110	1,04120029	114.51
4	120	3108,63	3	330	1,03151175	340.23
5	100	2590,525	3	330	1,03756596	342.21
6	160	4144,84	5	550	1,03138638	567.05
7	200	5181,05	6	660	1,02827444	678.48

**4. Convoie type D240 :**

Convoie type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charge de 3,20m de large et de 18,60m de long.

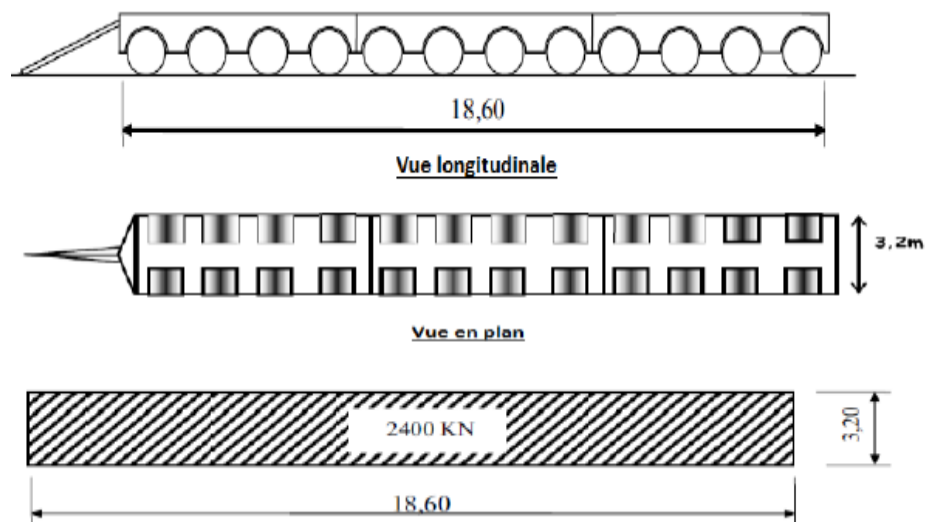


Figure –III.8.Caractéristique du convoi Type D240

**Remarque :**

Les systèmes A (l), B (bc, bt, br), Mc 120 sont multipliés par les coefficients pondération dynamique ( $\delta$ ), contrairement au convoi au convoi D240 qui lui est laissé tel qu'il est à cause de sa lenteur donc considéré comme étant statique.

**5. Surcharges sur le trottoir [1] (article 11 fascicule 61 titre II) :**

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers prennent le nom de **charges locales**, celles qui servent à la justification des fermes maîtresses sont appelées **charges générales**.

Les diverses charges de trottoirs ne sont pas majorées pour effets dynamiques.

**- Charges locales :**

Une charge uniforme de **4.5KN/m<sup>2</sup>** est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système **B** ou des **charges militaires**.

**- Charges générales :**

Pour la justification des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de **1.5KN/m<sup>2</sup>** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

**6. Le vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression égale à :

- 1t/m<sup>2</sup> s'il s'agit de phases de chantier dont la durée n'excède pas un mois.
- 1.25t/m<sup>2</sup> s'il s'agit de phase de chantier dont la durée excède un mois.

Pour le calcul la pression la plus défavorable sera prise donc celle de phase de chantier excédant 1 mois (**1.25t/m<sup>2</sup>**)

**7. La température :**

Le gradient thermique est la différence de la température s'établissant journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

Logiquement, l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit :  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ .

### 8. Effort de freinage :

Les efforts de freinages causent pas de désordre au niveau du tablier mais au niveaux des appuis (piles et culées) ainsi que sur les appareils d'appuis.

Les chargent susceptibles de causés ces désordres sont les charges A(l) et Bc suite aux réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

#### ➤ Effort de freinage correspondant aux efforts des surcharges A(l) :

La relation donnant l'effort de freinage F :

$$F = \frac{A(l).S}{20 + 0,0035.S}$$

#### Exemple d'application :

Le cas le plus défavorable :

Pour L=40 m → A(l)= 8.312 t/ml

S : surface de charge par m<sup>2</sup> : S= L. lc : 40\* 10.5= 420m<sup>2</sup>

$$F = \frac{8,315.420}{20 + 0,0035.420} = 162.6595 \text{ t/ml}$$

#### ➤ Effort de freinage correspondant aux efforts des surcharges Bc :

Le système Bc se trouve limité par le texte des instructions au poids d'un véhicule de **30 t**. Lorsque le pont se compose de plusieurs tabliers successifs séparés par des joints (par exemple une série de travées indépendantes), le camion qui freine doit être mis successivement sur chacun de ces tabliers, mais il n'y n'a pas lieu de supposer que plusieurs camions freinent en même temps sur les divers tabliers.

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

### 9. Effort sismique E :

#### ➤ Classification de zone selon le (RPOA) [2]:

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone II a : moyenne

Zone II b : élevée

Zone III : très élevée



La carte des zones sismiques de l'Algérie (chapitre I) précise la classification par wilaya et par région de la distribution sismique.

➤ **Coefficient d'accélération de zone :**

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, définie en 2.2, est indiqué dans le tableau 3.1 ci-dessous :

Tableau III.9 : coefficient d'accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le pont est classé Groupe 2 ➔ pont important

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Mostaganem  
Classé en zone (II a) par le règlement du (RPOA 2008 [2])

le coefficient d'accélération : A= 0.20

**Les combinaisons de charges :**

Les coefficients de charges à l'ELU et à l'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : valeurs des coefficients de majorations

Actions	ELS	ELU
Charges permanentes G	1.	1.35
Surcharges A(I)	1.2	1.6
Système B	1.2	1.6
Mc 120	1	1.35
Ch.exceptionnelle D240	1	1.35
Surcharge trottoirs St	1	1.6
Effet de précontrainte P	1	1
Vent(w)	0.5	1.5
Freinage F(t)	1	1.6
Séisme horizontal Ex, Ey	1	1.35
Séisme vertical	1	1

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du **BPEL**. Elles sont obtenues en considérant une action principale accompagnée d'actions secondaires simultanément.

Tableau III.11 : Combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS.

Etats	Numérotation de combinaison	Combinaisons
ELU	1	$1,35G+1,6(A(L)+St)$
	2	$1,35G+1,6(Bc+St)$
	3	$1,35G+1,6(Bt+St)$
	4	$1,35G+1,35 Mc120$
	5	$1,35G+1,35 D240$
ELS	6	$G+1,2(A(L)+S(t))$
	7	$G+1,2(Bc+St)$
	8	$G+1,2(Bt+St)$
	9	$G+Mc120$
	10	$G+D240$

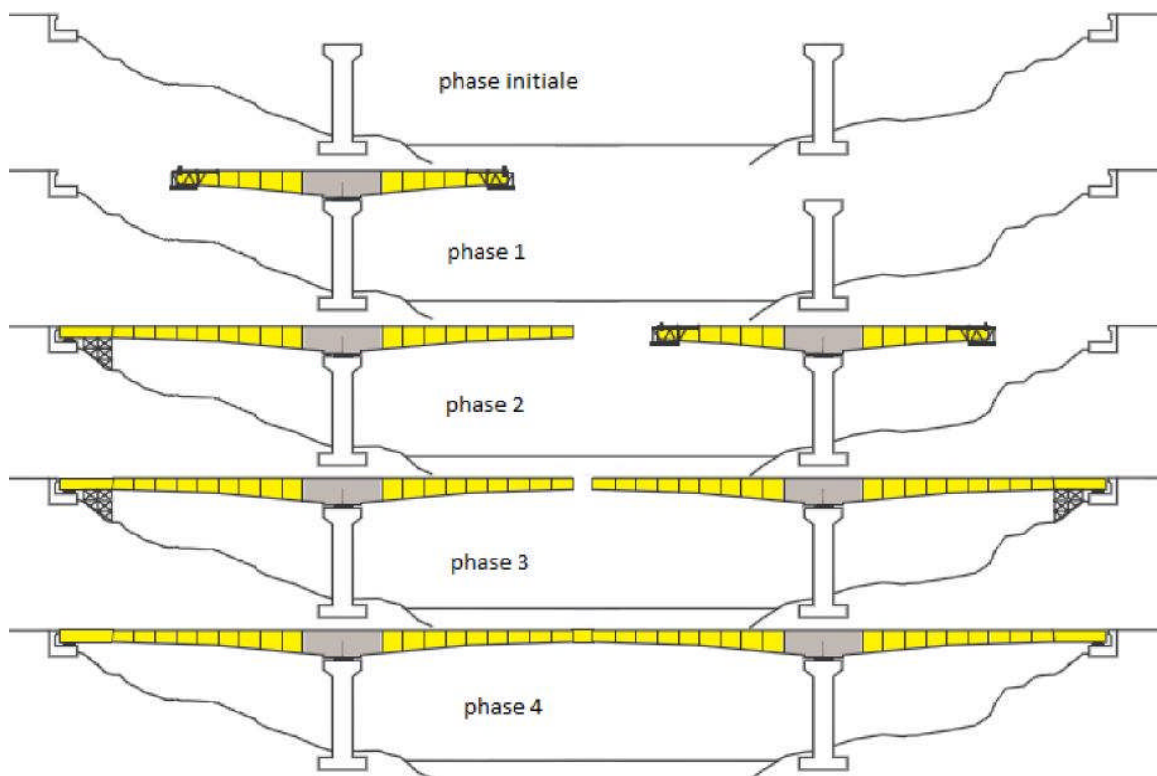
**Chapitre IV :**  
**Etude longitudinale**

### IV.1 Introduction :

Le tablier des ponts à encorbellement successifs est constitué de voussoirs construits à gauche et à droite des piles (après montage ou construction du voussoir sur pile), les voussoirs sont maintenu en console à travers des câbles de précontraintes qu'on surnomme câbles de fléau, la travée est complété au niveau du voussoir de clavage quand les deux parties symétriques des fléaux sont assemblés.

### IV Phases de construction des fléaux :

Le schéma ci-dessous résume les étapes de constructions du fléau :



**Figure IV.1 : différentes phases de la construction du fléau**

Phase initiale : construction des piles

Phase 1 : construction des 3 piles ainsi que des deux culées

Phase 2 : mise en place des voussoirs sur piles

Phase 3 : assemblage de l'équipement de mise en place des voussoirs courants composant le fléau. Ainsi que la mise en place des voussoirs courant par la suite.

Phase 4 : mise en place du voussoir de la clé au niveau des travées intermédiaires afin d'assembler les deux fléaux et clavage des travées de rives sur cintre avec les culées.

**IV.3 les charges intervenantes dans la construction :****IV.3.1 le poids propre du tablier G :**

Comme dans cet ouvrage le tablier est à hauteur constante les lois de variation ne seront pas utilisées :

Le poids propre du tablier est :

$$G(x) = \gamma \cdot S \cdot (x) \quad \text{eq:IV.1}$$

$\gamma$  : poids volumique du béton.

$S = 9.0665 \text{ m}^2$  section du voussoir (la section des voussoirs est constante sur le long du tablier).

$X$  : longueur du tablier selon la travée.

**IV.3.2 les surcharge de chantier (guide du SETRA) [7] :**

Divers matériels utilisés pour la mise en place des voussoirs préfabriqués et de coulage sont pris en compte dans les surcharges uniformément réparties  $Q_{pra1} = 200 \text{ N/m}^2$  et une surcharge concentrée qui est donnée par la relation suivante :  $Q_{pra2} = 50 + 5b$  appliqué à l'autre bout du fléau à l'extrémité du voussoir terminant, cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel  $Q_{pra2} = 115.25 \text{ KN}$

$b$  : largeur du tablier  $b = 13.25 \text{ m}$ .

**IV.3.3 surcharge mobile (guide du SETRA) [7] :**

Le poids de l'équipage mobile est estimé entre 30 et 90 tonnes, dans ce cas le poids de l'équipage mobile est pris à 50 tonnes. Pour le dernier voussoir de clavage, l'équipage mobile est inutile.

**IV.3.4 La charge due au vent :**

Comme retenu dans le chapitre précédent la charge du vent est de  $1.25 \text{ t/m}^2$

**IV.3.5 actions accidentelles (SETRA) [7] :**

Pendant le coulage ou la mise en place des voussoirs de préfabrication sur chantier des accidents peuvent survenir comme, la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose ( $F_A$ ) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{prc \text{ max}}$  ou du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux.

$$F_A = - Q_{prc1} \times 2$$

$$F_A = -50 \times 2$$

$$F_A = -100 \text{ t.}$$

**IV.4 Longueurs des différents voussoirs le long des travées :**

- 1) **Voussoir courant** : d'après le guide du SETRA [7] le voussoir courant varie entre 2.50 m et 5 m la longueur choisit est de **2.5m**
- 2) **Voussoir sur pile** : le SETRA [7] recommande une longueur des voussoirs sur pile de l'ordre de deux fois la longueur du voussoir courant + 0.50m à 1 m. la longueur choisi pour le voussoir sur pile est de **8 m** (pour des raisons constructives pratiques sur chantier
- 3) **Longueur du voussoir de clavage** : **2m**
- 4) **Voussoir sur culée** : **9m**

**Longueur du fléau : L**

$$L = (\text{Longueur de travée} - 2(\frac{1}{2} \text{ l voussoir pile}) - \text{l voussoir clé})/2$$

$$L = (60 - 2 \times 4 - 2) / 2 = 25 \text{ m.}$$

Au final le fléau sera composé de 10 voussoirs courants de 2.5 mètres + un voussoir de clavage de 2 m plus les voussoirs sur pile de 8 m

**IV.5 Efforts appliqués au demi-fléau :**

Ma = moment de l'appui/ Ra= réactions verticales de l'appui

M(x)= moment fléchissant au point (x) / V(x)= effort tranchant au point (x)

**IV.5.1 effet due au poids propre :**

La charge G en t/ml est de

$$G = \gamma b \times S_{\text{voussoirs}} + \Sigma c_{cp} \rightarrow$$

$$2,5t/m^3 \times 9,0665m^2 + 3,24t/m$$

$$G = 25,9t/ml.$$

$$Ra = G.L = 25,9 \cdot 29 = 751.1 \text{ t}$$

$$Ma = G \frac{L^2}{2} = 10890.95 \text{ t.m}$$

$$V(x) = -G(x) + Ra$$

$$M(x) = -Ma + Ra(x) - G \frac{x^2}{2}$$

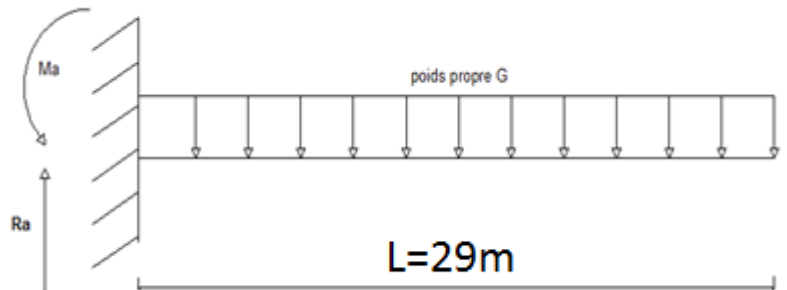


Figure IV.2 : poids propre du tablier

**IV.5.2 Effets des surcharges réparties du chantier Qpra1 :**

$$Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2$$

Qpra1 Répartie sur la largeur du tablier :

$$Q_{pra1} = 0.02 \times 13.25 = 0.26 \text{ t/m}$$

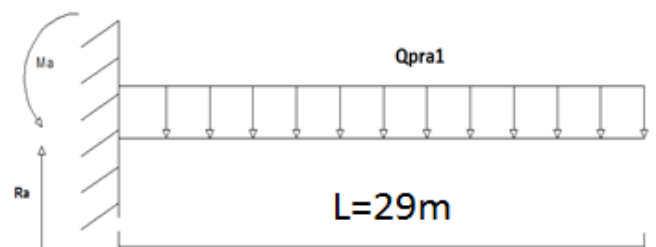


Figure IV.3: surcharges Qpra 1.

$$Ma = \frac{Q_{pral} \cdot L^2}{2} = 109.33 \text{ t.m}$$

$$Ra = q_{pra1} \cdot L = 7.54 \text{ t}$$

$$V(x) = -Q_{pra1} \cdot x + Ra$$

$$M(x) = -Ma + Ra \cdot x - Q_{pra1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

**IV.5.3 Effets des surcharges concentrées Qpra2 :**

Ce sont les charges qu'on qui se concentrent sur la partie final de a console ou le dernier voussoir pour ce cas.

$$Q_{pra2} = 11.5 \text{ t}$$

$$Q_p = 61.5 \text{ t}$$

$$Ra = Q_p = 11.5 \text{ t}$$

$$Ma = Q_p \cdot L = 333.5 \text{ t.m}$$

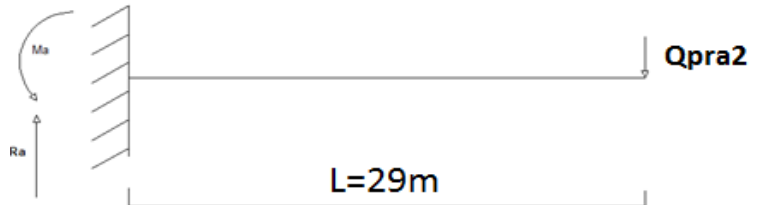


Figure IV .4 : surcharge Qpra 2

$$V(x) = Ra$$

$$M(x) = -Ma + Ra \cdot (x) = -333.5 + 11.5(x)$$

**IV.5.4 Effet du poids de l'équipage mobile Qprc :**

Chargement concentré sur l'extrémité de la console

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

$$Ra = 50 \text{ t}$$

$$Ma = 1450 \text{ t.m}$$

$$V = 50 \text{ t}$$

$$M(x) = -Ma + Ra(x) = -1450 + 50(x)$$

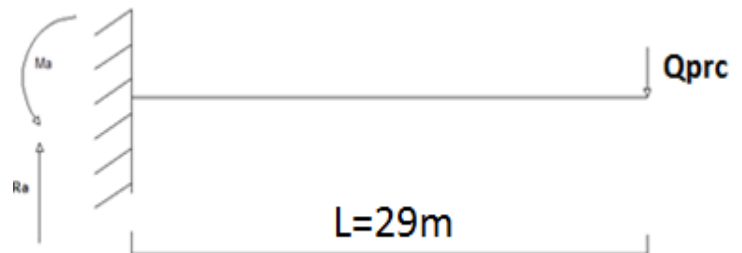


Figure IV.5 : Surcharge Qprc

**IV.5.6 Effets des surcharges réparties du vent Qw :**

$$Q_w = 0.125 \text{ t/m}^2$$

$$Q_w = 0.125 \cdot 13.25 = 1.66 \text{ t/ml}$$

$$Ra = Q_w \cdot l = 1.66 \cdot 29$$

Ra= 48.14 t

$$Ma= Qw \cdot \frac{L^2}{2}$$

Ma= 698.03 t.m

$$M(x)= -Ma +Ra(x)- Qw \frac{x^2}{2}$$

$$V(x)= Qw(x)-Ra$$

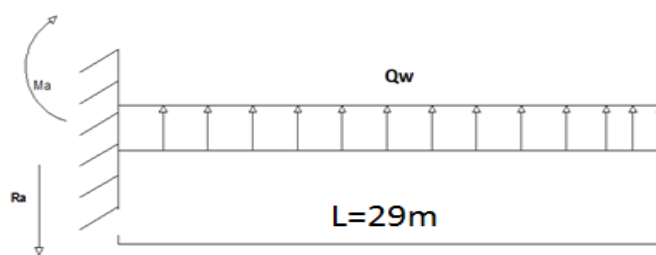


Figure IV.6: surcharge du vent W

**IV.5.5 Evaluation des forces accidentelles Fa :**

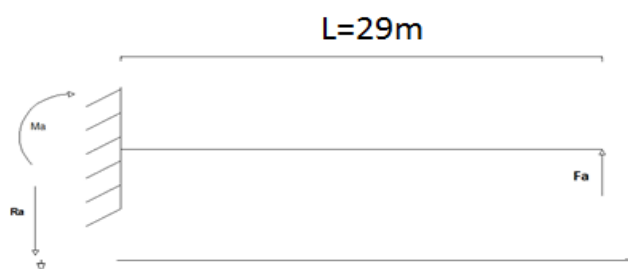
Fa= 100 t

Ra=-Fa= -100t

Ma=-Fa .L = 100.29= 2900 t.m

V(x)=-Ra

M(x)= Ma - Ra(x)



FigureIV.7 force accidentelles FA

**IV.5.6 Effet des surcharges sur le fléau :**

Pour l'étude des fléaux un seul côté sera étudié puisqu'ils sont symétriques et égaux et la pente entre les deux extrémités est nul.

Le tableau suivant récapitule les charges du fléau.

Tableau IV.1 : surcharges du fléau

X	poids propre G(t)		Qpra1(t)		Qpra2(t)		Qprc(t)		Vent Qw(t)		Fa(t)	
	v(x)	M(x)	v(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	v(x)	M(x)	v(x)	M(x)
0	751.1	-10890.95	7.54	-109.33	11.5	-333.5	50	-1450	-48.14	518.75	-100	2900
4	647.5	-8093.75	6.5	-81.25	11.5	-287.5	50	-1250	-41.5	505.47	-100	2500
6.5	582.75	-6555.9375	5.85	-	11.5	-258.75	50	-1125	-37.35	483.6825	-100	2250
				65.8125								
9	518	-5180	5.2	-52	11.5	-230	50	-1000	-33.2	451.52	-100	2000
11.5	453.25	-3965.9375	4.55	-	11.5	-201.25	50	-875	-29.05	408.9825	-100	1750
				39.8125								
14	388.5	-2913.75	3.9	-29.25	11.5	-172.5	50	-750	-24.9	356.07	-100	1500
16.5	323.75	-2023.4375	3.25	-	11.5	-143.75	50	-625	-20.75	292.7825	-100	1250
				20.3125								
19	259	-1295	2.6	-13	11.5	-115	50	-500	-16.6	219.12	-100	1000
21.5	194.25	-728.4375	1.95	-7.3125	11.5	-86.25	50	-375	-12.45	135.0825	-100	750
24	129.5	-323.75	1.3	-3.25	11.5	-57.5	50	-250	-8.3	40.67	-100	500
26.5	64.75	-80.9375	0.65	-0.8125	11.5	-28.75	50	-125	-4.15	-64.1175	-100	250
29	0	0	0	0	11.5	0	50	0	0	-179.28	-100	0



### IV.6 les combinaisons de charge :

Les efforts les plus défavorables lors du coulage ou de la mise en place des voussoirs seront enregistrés lors de la mise en place du dernier voussoir de la console et ces efforts se situeront au niveau de l'encastrement (voussoir de pile X=0).

Selon le guide SETRA [7] deux combinaisons sont à prendre en compte.

➤ Combinaisons fondamentales type A :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 (G_{max}+G_{min}) +1.25(Q_{prc1_{max}}+Q_{prc1_{min}}+Q_{pra1}+Q_{pra2}+Q_w). \\ 0.9 (G_{max}+G_{min})+1.25(Q_{prc1_{max}}+Q_{prc1_{min}}+Q_{pra1}+Q_{pra2}+Q_w). \end{array} \right. \quad \text{eq:IV.2}$$

➤ Combinaisons accidentelles type B :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 (G_{max}+G_{min})+F_a+ (Q_{prc1_{max}}+Q_{prc1_{min}}+Q_{pra1}+Q_{pra2}) \\ 0.9 (G_{max}+G_{min})+F_a+ (Q_{prc1_{max}}+Q_{prc1_{min}}+Q_{pra1}+Q_{pra2}) \end{array} \right. \quad \text{eq:IV.3}$$

Avec :

- G majorée de 2% →  $G_{max} = 1.02 G$ .
- G minoré de 2% →  $G_{min} = 0.98 G$ .
- $Q_{prc1}$  majoré de 6 % →  $Q_{prc1_{max}} = 1.06 Q_{prc1}$
- $Q_{prc1}$  minoré de 4 % →  $Q_{prc2_{min}} = 0.98 Q_{prc1}$ .

➤ Résultats du chargement type fondamentales :

Tableau IV.2: valeurs des moments et efforts tranchants des combinaisons type A

charges types 1 (fondamentales)					
A	situation fondamentale A1		situation fondamentale A2		
	X	A1 M combi(t.m)	A1 V combi (t)	A2 M combi(t.m)	A2 V combi (t)
	0	-27526.44	1742.295	-27340.6708	1441.855
	4	-20791.6	1521.375	-20713.838	1262.375
	6.5	-17064.7875	1383.3	-17042.0468	1150.2
	9	-13709.1	1245.225	-13731.778	1038.025
	11.5	-10724.5375	1107.15	-10783.0318	925.85
	14	-8111.1	969.075	-8195.808	813.675
	16.5	-5868.7875	831	-5970.10675	701.5
	19	-3997.6	692.925	-4105.928	589.325
	21.5	-2497.5375	554.85	-2603.27175	477.15
	24	-1368.6	416.775	-1462.138	364.975
	26.5	-610.7875	278.7	-682.52675	252.8
	29	-224.1	140.625	-264.438	140.625

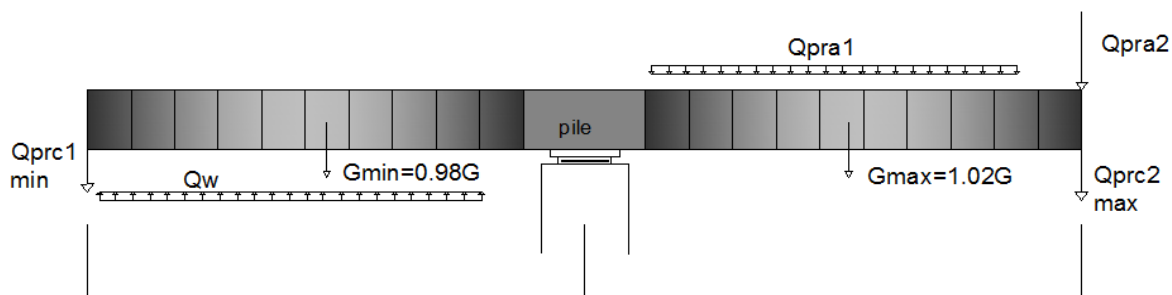


Figure IV.8 combinaisons de charges en situation fondamentale

➤ **Résultats du chargement type accidentelles :**

Tableau IV.3.: valeurs des moments et efforts tranchants des combinaisons types B

Charges accidentelles type B				
B	situation Accidentelles B1		situation accidentelle B2	
	A1 M combi(t,m)	A1 Vcombi (t)	A2 Mcombi(t,m)	A2 V combi (t)
X				
0	-24431.92	1672.46	-20075.54	1372.02
4	-18200	1443.5	-14962.5	1184.5
6.5	-14770.125	1300.4	-12147.75	1067.3
9	-11698	1157.3	-9626	950.1
11.5	-8983.625	1014.2	-7397.25	832.9
14	-6627	871.1	-5461.5	715.7
16.5	-4628.125	728	-3818.75	598.5
19	-2987	584.9	-2469	481.3
21.5	-1703.625	441.8	-1412.25	364.1
24	-778	298.7	-648.5	246.9
26.5	-210.125	155.6	-177.75	129.7
29	0	12.5	0	12.5

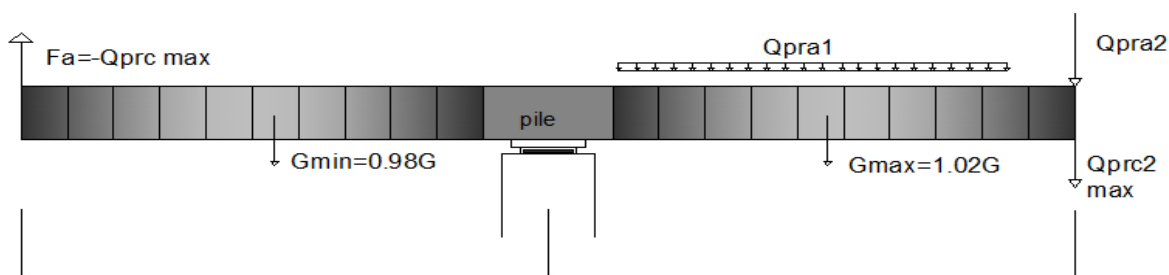


Figure IV.9 : combinaisons de charge en situations accidentelles

**Les efforts maximaux sont :**

- Le moment de renversement : **M= -27526.44 t.m.**
- L'effort tranchant : **V= 1742.295 t.**

**Chapitre V :**  
**Etude de la précontrainte**

## **V.1 Introduction :**

La stabilité longitudinale du tablier est due aux efforts engendrés par les câbles de précontraintes ces câbles se séparent en deux familles : **les câbles de fléau** et **les câbles de continuités**.

### **Principe de la précontraintes :**

Les câbles de précontraintes sont tendues à l'aide de vérins hydrauliques une fois la tension voulue atteinte les câbles sont bloqués à l'aide des clavettes puis les câbles sont relâchés et faisant tendre le béton, ainsi les contraintes de compression stabilisent le tablier.

#### **Deux modes de mise en tension existent :**

- Mise en tension par pré-tensions
- Mise en tension par post tension

#### **La précontrainte par pré-tension :**

Les câbles de précontraintes sont insérés dans le coffrage avant le coulage du béton et tendues et maintenues sous tension de traction, après coulage du béton les armatures sont relâchées, et par effet d'adhérence le béton se comprime.

#### **La précontrainte par post tension :**

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

On distingue deux types de précontrainte par post tension :

- **Une précontrainte partielle** : autorisation des contraintes de traction limitées.
- **Une précontrainte totale** : élimination totale des contraintes de traction.

Pour la réalisation de cet ouvrage la post tension a été utilisée

## **V.2 Etude de la précontrainte d'ouvrage :**

### **➤ Câbles du fléau :**

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

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

### ➤ Câbles de continuités :

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

### V.3 Etude de la précontrainte du fléau :

Les câbles du fléau sont disposés de manière symétrique sur la membrure supérieure de la section, ils sont mis en place au fur à mesure de l'avancement des travaux le décroissement des moments partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieur et inférieur des contraintes, ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Sur la fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I}. \text{ (Compression) } \quad \text{eq:V.1}$$

$$\text{Sur la fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|V'}{I}. \text{ (Traction) } \quad \text{eq:V.2}$$

Sur la fibre inférieure y'aura des contraintes de compression et des contraintes de traction sur la fibre supérieur, L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

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

$$\text{Fibre supérieur : } \sigma_{\text{p sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \text{ (compression). } \quad \text{eq:V.3}$$

$$\text{Fibre inférieur : } \sigma_{\text{p inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \text{ (traction). } \quad \text{eq:V.4}$$

$\sigma_{\text{p sup}}$  : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{\text{p inf}}$  : La contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

- P : la force de précontrainte.
- S : la section du voussoir considéré.
- I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
- V : distance du centre de gravité de la section considéré à la fibre supérieur.
- V' : distance du centre de gravité de la section considéré à la fibre inférieur
- e : excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal du au poids propres et aux surcharges.
- S : Section du voussoir

Pour la reprise de la traction il faut satisfaire la condition suivante :

$$\text{Fibre supérieur : } \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{|M|.V}{I} \geq \sigma_{\text{bt}} \quad \text{eq:V.5}$$

$$\text{Fibre inférieur : } \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \sigma_{\text{bc}} \quad \text{eq:V.6}$$

$\sigma_{\text{bc}}$  : contrainte du béton comprimé.

$\sigma_{\text{bt}}$  : contrainte du béton tendu.

à la limite :

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}} \quad \text{eq:V.7}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir **Vi**.

Chaque voussoir **Vi** doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir **Vi+1**, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Le « e » est fixé avant le calcul de P.

### V.3.1 calcul du nombre de câble d'un fléau :

$$N \geq \frac{P}{P_0} \quad \text{Avec } P_0 = 0.75 \times \sigma_{po} \times S \quad \text{eq:V.8}$$

Le nombre de câble est donnée par la relation suivante :

Les pertes de charges sont estimées à 25%.

Po étant l'effort de précontrainte limite que T15 peut créer est estimé à 25% de pertes.

$$F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$F_{peg} = 1660 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{po}$  étant la tension à l'origine donner par cette formule

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{min} (1488, 1494)$$

$$\sigma_{po} = 1488 \text{ Mpa}$$

S : section nominal de 12 torons

Section nominal d 1 T15 est de **139 mm<sup>2</sup>**

$$S = 12 \times 139 = \mathbf{1668 \text{ mm}^2}$$

$$P_0 = (0.75 \times 1488 \times 1668) \cdot 10^{-4} = \mathbf{186.2 \text{ t}}$$

La détermination du nombre de câbles se fait au niveau de l'encastrement là où les sollicitations sont maximale. Les caractéristiques du voussoir sur pile :

$$\mathbf{A = 9.0665 \text{ m}^2}$$
 air de la section

$$\mathbf{I_x = 12.562 \text{ m}^4}$$
 moment d'inertie autour de l'axe considéré

$$\mathbf{V = 1.3542 \text{ m}}$$
 distance entre le centre de gravité et la fibre supérieur

$$\mathbf{V' = 1.6458 \text{ m}}$$
 distance entre le centre de gravité et la fibre inférieur

$$e = V - d \rightarrow d \text{ (enrobage)} = 0.15 \text{ m} \rightarrow e = 1.3542 - 0.15 = \mathbf{1.2042 \text{ m}}$$

Les câbles sont réparties de manière symétrique entre le côté gauche et droit, donc le calcul se fait Just pour un seul côté.

Le Moment à l'encastrement pour les charges du fléau (poids propre + surcharge mobile et chantier) **M = - 27526.44 t.m**

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}} = \mathbf{12258.42018 \text{ t}}$$

$$\text{Le nombre de câbles est de : } N = \frac{P}{P_0} = \frac{12258.42018}{186.2} = 65.8$$

**N = 66 câbles.**

**v.3.2 Répartitions des câbles dans chaque voussoir :**

Les moments s'affaiblissent en s'éloignant de l'encastrement, il faut arrêter au moins deux câble par voussoir répartis de manière symétrique dans les deux âmes afin d'éviter le phénomène de torsion.

Le tableau suivant répertorie le nombre de câbles arrêté pour chaque voussoir :

**Tableau V.1: Nombre de câble du fléau**

x(m)	M (t.m)	I (m4)	S (m²)	d (m)	V(m)	e(m)	P(t)	P0(t)	N calculé	N choisis	P réelle (Mpa)
0	27526.44	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	12358.42018	186.2	65.3717518	66	12289.2
4	20791.6	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	9334.709795	186.2	50.1327057	52	9682.4
6.5	17064.7875	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	7661.499789	186.2	41.1466154	42	7820.4
9	13709.1	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	6154.912082	186.2	33.0553818	34	6330.8
11.5	10724.5375	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	4814.946673	186.2	25.8590047	26	4841.2
14	8111.1	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	3641.603562	186.2	19.5574842	20	3724
16.5	5868.7875	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	2634.882749	186.2	14.1508203	16	2979.2
19	3997.6	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	1794.784234	186.2	9.63901307	10	1862
21.5	2497.5375	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	1121.308017	186.2	6.02206239	6	1117.2
24	1368.6	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	614.4540981	186.2	3.2999683	4	744.8
26.5	610.7875	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	274.2224773	186.2	1.47273081	2	372.4
29	224.1	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	100.6131546	186.2	0.54034992	2	372.4

**Tableau V.2: nombre de câble par gousset**

N° voussoir	½ voussoir pile	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nbre de câble	66	52	42	34	26	20	16	10	6	4	2
Nbre de câble/ voussoir	/	14	10	8	8	6	6	6	4	2	2
Nbre de câble/ âme	7	7	5	4	4	3	3	3	2	1	1

Remarque :

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

**V.3.3 Espacement des armatures de précontraintes :**

Dans les zones où les conduits ou paquets se rapprochent ou se croisent, l'étude de relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton. La disposition des câbles doit suivre le schéma suivant :

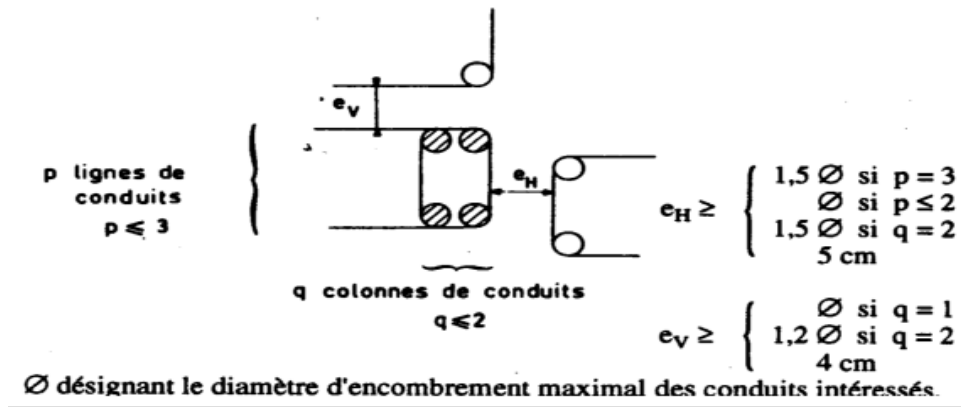
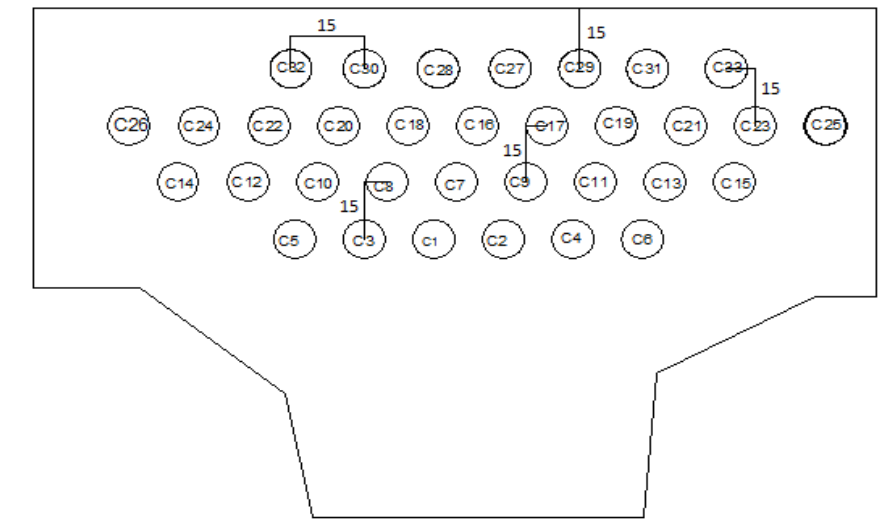


Figure V.1: Espacement entre les câbles "BPEL"

**Dispositions constructives à appliquées :**

- La distance entre les câbles est de  $1.5 \varnothing$  g ext.
- L'enrobage des gaines est de  $1.5 \varnothing$  g ext.
- Le diamètre des gaines d'un T15 est 80 mm



FigureV.2 : disposition des câbles dans les goussets

**V.3.4 Tracé des câbles :**

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée. On opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

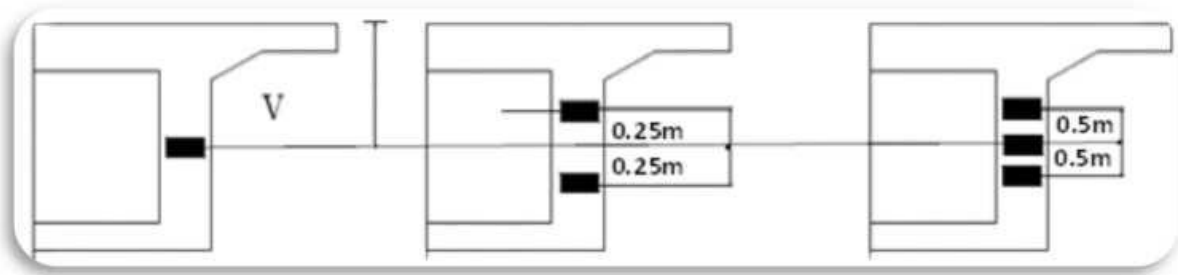
Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, Surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ces frottements, on suit les dispositions suivantes :

- ❖ Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.



- ❖ Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- ❖ Limiter les déviations en plan et en élévation.
- ❖ Augmenter le rayon de courbure des câbles.
- ❖ Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera 0,50 m entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à 0,25 m de part et d'autre du C.D.G.



FigureV.3 : Ancrage des câbles au niveau des âmes

### V.3.5 Etude du tracé des câbles :

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

#### V.3.5.1 Etude du tracé des câbles en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

L'équation de la courbe est de la forme:

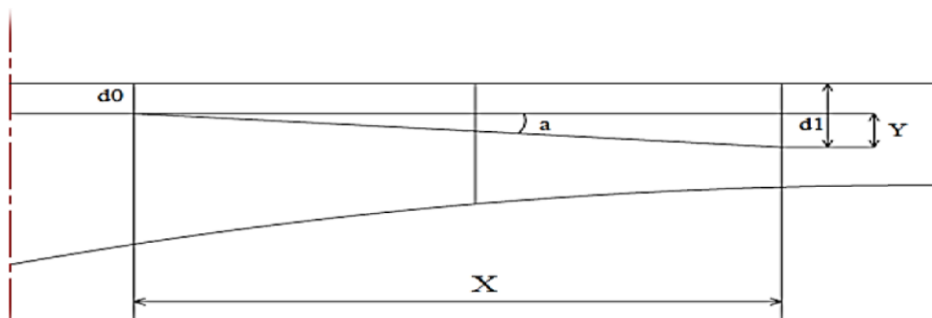
$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left( \frac{x^2}{L} \right).$$

$d_0$  : distance à la fibre supérieure du câble de précontrainte.

$d_1$  : distance à face supérieur du point d'ancrage.

$L$  : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

Longueur du voussoir courant est de 2,5m.



FigureV.4 : caractéristique du tracé en élévation des câbles.

Le rayon de courbure :

$$R(x) = \frac{x^2}{(d_1 - d_0)} \geq R_{\min} \quad \text{eq:V.9}$$

$R_{\min}$  est le rayon de courbure pour des câbles

Pour les câbles T15  $R_{\min} = 6$  m

La déviation verticale d'un câble :

$$\text{tg}\alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \cdot \frac{x}{L^2}$$

$$\alpha_n = \text{arc tg}\alpha_n \text{ (rad)}$$

Exemple de calcul pour le câble C1 :

$$d_0 = 0.15 \times 4 - 0.08/2 = 0.56$$

$$d_1 = V = 1.3542$$

$$Y = d_1 - d_0 = 0.7942$$

$$R = \frac{2.5^2}{2 \times 0.7942} = 3.934 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{2Y}{L} = \frac{2 \times 0.7942}{2.5} = 0.535 \rightarrow \alpha_n = 0.566 \text{ rad}$$

L'équation de la courbe du câble C1 est

$$Y(x) = 0.56 + 0.00127x^2$$

Exemple de calcul pour C9 :

$$d_0 = 0.15 \times 3 - \frac{0.08}{2} = 0.41$$

$$d_1 = V + 0.25 = 1.1042$$

$$Y = 0.6942$$

$$R = \frac{5^2}{2 \times 0.6942} = 18.065 \text{ m}$$

$$\text{tg}\alpha_n = \frac{2 \times 0.6942}{5} = 0.277 \rightarrow \alpha_n = 0.270$$

L'équation de la courbe du câble C1 est

$$Y(x) = 0.41 + 0.027x^2$$

Exemple de calcul pour C22 :

$$d_o = 0.15 \times 2 - \frac{0.08}{2} = 0.26$$

$$d_1 = 1.3542 + 0.25 = 1.1042$$

} Y=0.8842

$$R = \frac{5^2}{2 \times 0.8842} = 14.806\text{m}$$

$$\tan \alpha_n = \frac{2 \times 0.8842}{5} = 0.337 \rightarrow \alpha_n = 0.325 \text{ rad}$$

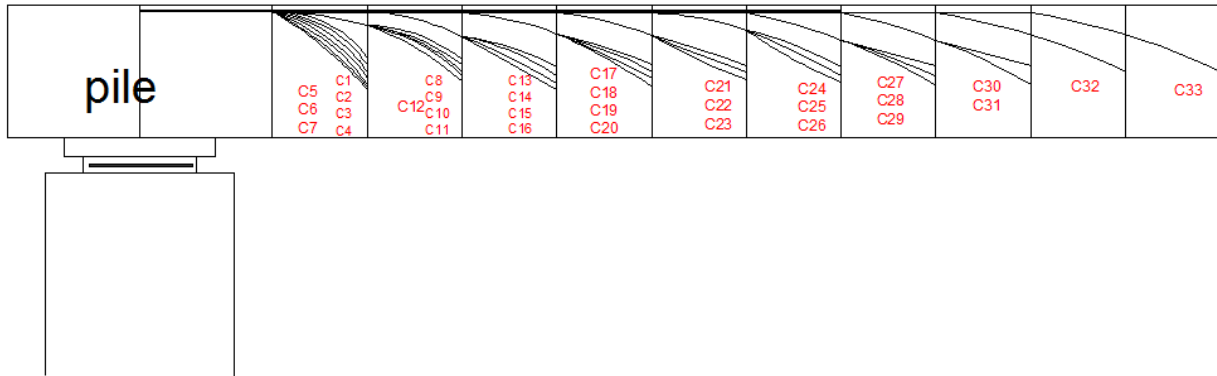
L'équation de la courbe du câble C22 est :  $Y(x) = 0.26 + 0.033x^2$

Le tableau ci-dessous donne les résultats des autres câbles :

Tableau V.3: tracé en élévation des câbles du fléau.

voussoir	N° du câble	L(m)	d <sub>o</sub>	d <sub>1</sub>	V	Y	R	tan α	α(rad)	équation de la courbe y(x)
1	C1	2.5	0.56	1.3542	1.3542	0.7942	3.93477713	0.63536	0.56601454	0.56+0.0127x <sup>2</sup>
	C2	2.5	0.56	1.1042	1.3542	0.5442	5.74237413	0.43536	0.41061283	0.56+0.087x <sup>2</sup>
	C3	2.5	0.56	1.6042	1.3542	1.0442	2.9927217	0.83536	0.69593315	0.56+0.161x <sup>2</sup>
	C4	2.5	0.56	0.8542	1.3542	0.2942	10.6220258	0.23536	0.23115309	0.0.56+0.047x <sup>2</sup>
	C5	2.5	0.56	1.8542	1.3542	1.2942	2.41461907	1.03536	0.80276926	0.56+0.207x <sup>2</sup>
	C6	2.5	0.56	0.6042	1.3542	0.0442	70.7013575	0.03536	0.03534527	0.56+0.007x <sup>2</sup>
	C7	2.5	0.41	2.1042	1.3542	1.6942	1.84452839	1.35536	0.9351417	0.41+0.271x <sup>2</sup>
2	C8	5	0.41	1.3542	1.3542	0.9442	13.2387206	0.37768	0.36111819	0.41+0.037x <sup>2</sup>
	C9	5	0.41	1.1042	1.3542	0.6942	18.0063382	0.27768	0.27085607	0.41+0.027x <sup>2</sup>
	C10	5	0.41	1.6042	1.3542	1.1942	10.4672584	0.47768	0.4456327	0.41+0.47x <sup>2</sup>
	C11	5	0.41	0.8542	1.3542	0.4442	28.1404773	0.17768	0.17584484	0.41+0.017x <sup>2</sup>
	C12	5	0.41	1.8542	1.3542	1.4442	8.6553109	0.57768	0.52384604	0.41+0.057x <sup>2</sup>
3	C13	5	0.41	1.1042	1.3542	0.6942	18.0063382	0.27768	0.27085607	0.41+0.027x <sup>2</sup>
	C14	5	0.41	1.6042	1.3542	1.1942	10.4672584	0.47768	0.4456327	0.41+0.047x <sup>2</sup>
	C15	5	0.41	0.8542	1.3542	0.4442	28.1404773	0.17768	0.17584484	0.41+0.017x <sup>2</sup>
	C16	5	0.26	1.8542	1.3542	1.5942	7.84092335	0.63768	0.5676656	0.26+0.063x <sup>2</sup>
4	C17	5	0.26	1.1042	1.3542	0.8442	14.8069178	0.33768	0.32565744	0.26+0.033x <sup>2</sup>
	C18	5	0.26	1.6042	1.3542	1.3442	9.29921143	0.53768	0.4933353	0.26+0.053x <sup>2</sup>
	C19	5	0.26	0.8542	1.3542	0.5942	21.036688	0.23768	0.23335018	0.26+0.23x <sup>2</sup>
	C20	5	0.26	1.8542	1.3542	1.5942	7.84092335	0.63768	0.5676656	0.26+0.063x <sup>2</sup>
5	C21	5	0.26	1.3542	1.3542	1.0942	11.4238713	0.43768	0.41256151	0.26+0.043x <sup>2</sup>
	C22	5	0.26	1.1042	1.3542	0.8442	14.8069178	0.33768	0.32565744	0.26+0.033x <sup>2</sup>
	C23	5	0.26	1.6042	1.3542	1.3442	9.29921143	0.53768	0.4933353	0.26+0.053x <sup>2</sup>
6	C24	5	0.26	1.3542	1.3542	1.0942	11.4238713	0.43768	0.41256151	0.26+0.043x <sup>2</sup>
	C25	5	0.26	1.1042	1.3542	0.8442	14.8069178	0.33768	0.32565744	0.26+0.033x <sup>2</sup>
	C26	5	0.26	1.6042	1.3542	1.3442	9.29921143	0.53768	0.4933353	0.26+0.053x <sup>2</sup>
7	C27	5	0.11	1.3542	1.3542	1.2442	10.0466163	0.49768	0.46178989	0.11+0.053x <sup>2</sup>

	C28	5	0.11	1.1042	1.3542	0.9942	12.572923	0.39768	0.37850478	$0.11+0.039x^2$
	C29	5	0.11	1.6042	1.3542	1.4942	8.36568063	0.59768	0.53871187	$0.11+0.059x^2$
<b>8</b>	C30	5	0.11	1.1042	1.3542	0.9942	12.572923	0.39768	0.37850478	$0.11+0.039x^2$
	C31	5	0.11	1.6042	1.3542	1.4942	8.36568063	0.59768	0.53871187	$0.11+0.059x^2$
<b>9</b>	C32	5	0.11	1.3542	1.3542	1.2442	10.0466163	0.49768	0.46178989	$0.11+0.049x^2$
<b>10</b>	C33	5	0.11	1.3542	1.3542	1.2442	10.0466163	0.49768	0.46178989	$0.11+0.049x^2$



FigureV.5 : Répartitions des câbles par voussoir

### V.3.5.2 Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures :

en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

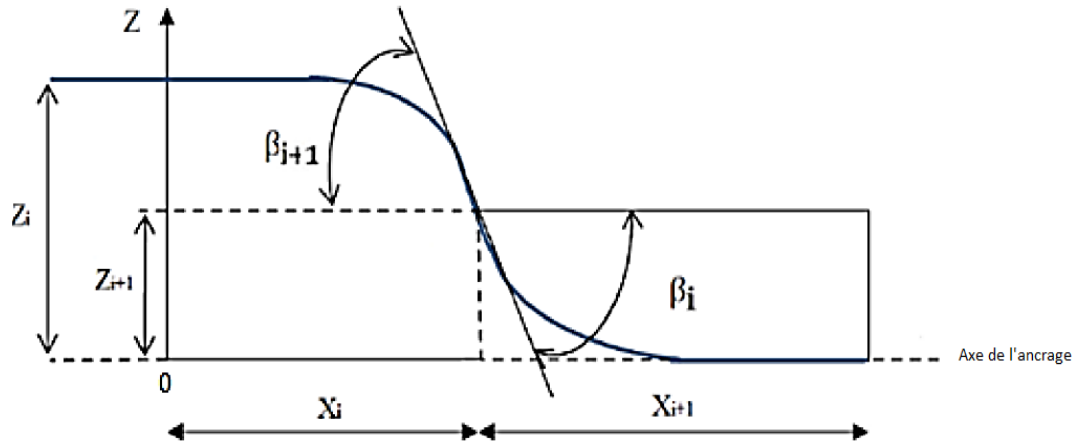
Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins **40 cm** du fait que l'ancrage se fait dans l'âme.

Le rayon de courbure soit supérieur à  $R_{\min} = 2 \text{ m}$ .

Le choix d'une telle courbure est de réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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



FigureV.6: Tracé en plan d'un câble

Le tracé suit l'équation de la courbe d'une fonction de second degré et aux conditions limites l'équation devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{eq:V.10}$$

Le rayon de courbure est de :

$$R_i = \frac{x^2}{2(Z_{i+1} + Z_i)} \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} + Z_{i+2})} \quad \text{eq:V.11}$$

$$\tan\beta_i = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \tan\beta_{i+1} = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}} \quad \text{eq:V.12}$$

Avec :

$\beta_i$  : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

$\beta_{i+1}$  : 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.

Les câbles C1, C7, C16 sont dans l'axe d'ancrage ce qui fait que leurs  $Z_i$  et  $Z_{i+1}$  est égal à 0

Exemple de calcul pour le câble C2 :

$Z_i = 0.15 \text{ m}$

$Z_{i+1} = 0.15/2 = 0.075 \text{ m}$

Le reste du calcul est répertorié dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Tracé en plan des câbles

vousoir	N° du câble	L(m)	Xi	Xi+1	Zi	Zi+1	R	tan β	β(rad)	Z(x)
<b>1</b>	C1	2.5	1.25	1.25	0	0	∞	0	0	/
	C2	2.5	1.25	1.25	-0.15	-0.075	-10.4166667	0.12	0.11942893	-0.075-0.09x <sup>2</sup>
	C3	2.5	1.25	1.25	0.15	0.075	10.4166667	0.12	0.11942893	0.075+0.09x <sup>2</sup>
	C4	2.5	1.25	1.25	-0.3	-0.15	-5.208333333	0.24	0.23554498	-0.15-0.18x <sup>2</sup>
	C5	2.5	1.25	1.25	0.3	0.15	20.83333333	0.12	0.11942893	0.15+0.09x <sup>2</sup>
	C6	2.5	1.25	1.25	0.45	0.225	13.88888889	0.18	0.17809294	0.225+0.135x <sup>2</sup>
	C7	2.5	1.25	1.25	0	0	/	0	0	/
<b>2</b>	C8	5	2.5	2.5	-0.15	-0.075	-41.6666667	0.06	0.05992816	-0.075-0.045x <sup>2</sup>
	C9	5	2.5	2.5	0.15	0.075	41.6666667	-0.06	-0.05992816	0.075+0.045x <sup>2</sup>
	C10	5	2.5	2.5	-0.3	-0.15	-20.83333333	0.12	0.11942893	-0.15-0.09x <sup>2</sup>
	C11	5	2.5	2.5	0.3	0.15	20.83333333	0.12	0.11942893	0.15+0.09x <sup>2</sup>
	C12	5	2.5	2.5	-0.45	-0.225	-13.88888889	0.18	0.17809294	-0.225+0.135x <sup>2</sup>
<b>3</b>	C13	5	2.5	2.5	0.45	0.225	13.88888889	0.18	0.17809294	0.225+0.135x <sup>2</sup>
	C14	5	2.5	2.5	-0.6	-0.3	-10.4166667	0.24	0.23554498	-0.3-0.18x <sup>2</sup>
	C15	5	2.5	2.5	0.6	0.3	10.4166667	0.24	0.23554498	0.3+0.18x <sup>2</sup>
	C16	5	2.5	2.5	0	0	/	0	0	/
<b>4</b>	C17	5	2.5	2.5	-0.15	-0.075	-41.6666667	0.06	0.05992816	-0.075-0.045x <sup>2</sup>
	C18	5	2.5	2.5	0.15	0.075	41.6666667	0.06	0.05992816	0.075+0.045x <sup>2</sup>
	C19	5	2.5	2.5	-0.3	-0.15	-20.83333333	0.12	0.11942893	-0.15-0.09x <sup>2</sup>
	C20	5	2.5	2.5	0.3	0.15	20.83333333	0.12	0.11942893	0.15+0.09x <sup>2</sup>
<b>5</b>	C21	5	2.5	2.5	-0.45	-0.225	-13.88888889	0.18	0.17809294	-0.225-0.135x <sup>2</sup>
	C22	5	2.5	2.5	0.45	0.225	13.88888889	0.18	0.17809294	0.225+0.135x <sup>2</sup>
	C23	5	2.5	2.5	-0.6	-0.3	-10.4166667	0.24	0.23554498	-0.3-0.18x <sup>2</sup>
<b>6</b>	C24	5	2.5	2.5	0.6	0.3	10.4166667	0.24	0.23554498	0.3+0.18x <sup>2</sup>
	C25	5	2.5	2.5	-0.75	-0.375	-8.333333333	0.3	0.29145679	-0.375-0.225x <sup>2</sup>
	C26	5	2.5	2.5	0.75	0.375	8.333333333	0.3	0.29145679	0.375+0.225x <sup>2</sup>
<b>7</b>	C27	5	2.5	2.5	0	0	/	/	/	/
	C28	5	2.5	2.5	-0.15	-0.075	-41.6666667	-0.06	-0.05992816	-0.075-0.45x <sup>2</sup>
	C29	5	2.5	2.5	0.15	0.075	41.6666667	-0.06	-0.05992816	0.075+0.45x <sup>2</sup>
<b>8</b>	C30	5	2.5	2.5	-0.3	-0.15	-20.83333333	-0.12	-0.11942893	-0.15-0.09x <sup>2</sup>
	C31	5	2.5	2.5	0.3	0.15	20.83333333	-0.12	-0.11942893	0.15+0.09x <sup>2</sup>
<b>9</b>	C32	5	2.5	2.5	-0.45	-0.225	-13.88888889	-0.18	-0.17809294	-0.225-0.135x <sup>2</sup>
<b>10</b>	C33	5	2.5	2.5	0.45	0.225	13.88888889	-0.18	-0.17809294	0.225+0.135x <sup>2</sup>

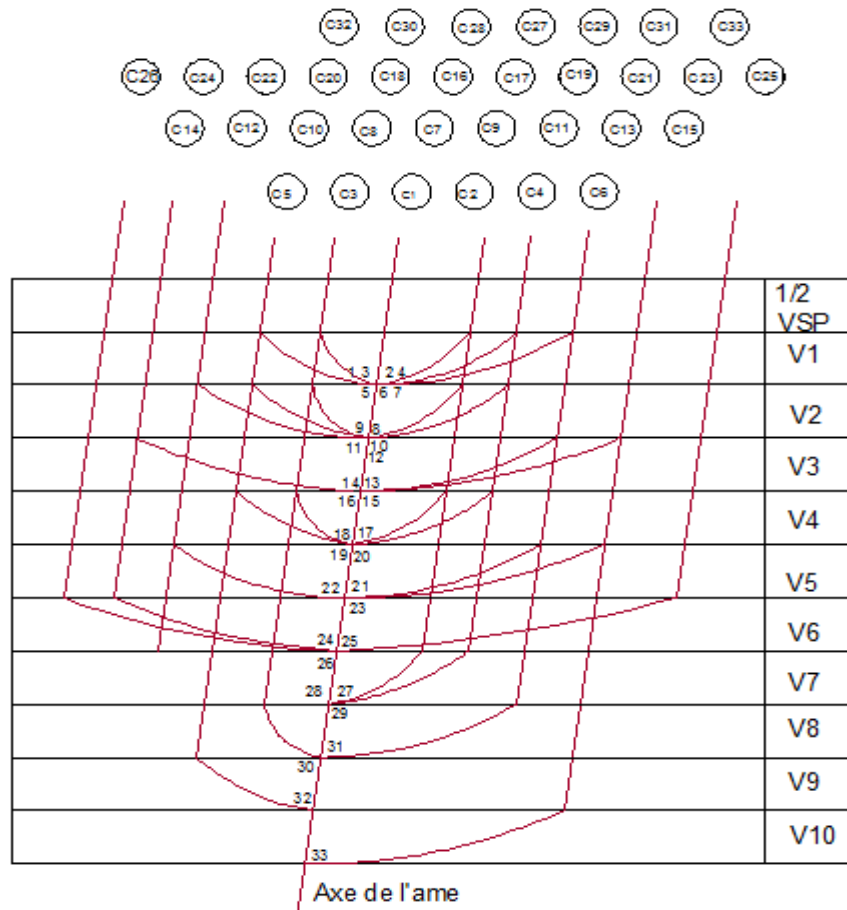


Figure V.7. Tracé en plan des câbles de fléau.

#### **V.4 Etudes des pertes de précontraintes :**

##### **V.4.1 Définition :**

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements.
- Dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

##### **V.4.2 différents types de pertes :**

Il existe deux types de pertes

###### ➤ **Les pertes instantanées :**

Ce sont les pertes qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanété de mise en tension des câbles (déformation instantanée du béton).

- **Les pertes différées** : ce sont les pertes qui se produisent dans un temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

#### V.4.3 tensions à l'origine :

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma_{p0}$  ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes.

**Min (0,80  $f_{prg}$ , 0,90  $f_{peg}$ ).**

#### V.4.4. Pertes de tensions 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.

Les pertes instantanées sont calculées avec la relation suivante :

$$\Delta \bar{\sigma}_{pi}(x) = \bar{\sigma}_{p0} - \bar{\sigma}_{pi}(x) \quad \text{eq:V.13}$$

#### V.4.4.1 Pertes dues au frottement du câble dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon les règles **BPÉL91**, la tension  $\sigma_{p0}(x)$  (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(\alpha f + \phi x)}) \quad \text{eq:V.14}$$

Avec :

- **X (m)** : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- **$\alpha$  (Rad)** : est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace  
**( $\alpha = \alpha$  élévation + 2. $\alpha$  plan).**
- **f (rd<sup>-1</sup>) = 0,2 rd<sup>-1</sup>** : Est le coefficient de frottement en courbe.
- **$\phi$**  : Coefficient de frottement linéaire :  $\phi = 0,003 \text{ m}^{-1}$ .
- Tension à l'origine :  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ Mpa}$ .

Ce qui donne :

$$\Delta \sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(\alpha 0,2 + 0,003x)}) \quad \text{eq:V.15}$$

#### Exemple de calcul pour le câble C1 :

$$\Delta \sigma_{pf}(x) = 1488 (1 - e^{-(0,566x 0,2 + 0,003x6,5)}) \quad \text{eq:V.16}$$



$$\Delta\sigma_{pf}(x)=184.92$$

Le tableau suivant donne la valeur de pertes des autres câbles :

Tableau V.5 : pertes par frottements

voussoir	N° du câble	X(m)	$\alpha=\alpha+2\beta(\text{rad})$	$1-e^{-(\alpha f-\varphi x)}$	$\Delta\sigma_{pf}(x)$ (Mpa)
1	C1	6.5	0.56601454	0.12427478	184.920866
	C2	6.5	0.64947069	0.1387704	206.490348
	C3	6.5	0.93479101	0.18653974	277.571131
	C4	6.5	0.70224305	0.14781242	219.944878
	C5	6.5	1.04162712	0.20373674	303.160275
	C6	6.5	0.39153115	0.0931754	138.644992
	C7	6.5	0.9351417	0.18659679	277.656025
2	C8	9	0.48097451	0.11590867	172.472094
	C9	9	0.15099975	0.05559478	82.7250376
	C10	9	0.68449056	0.1511715	224.943188
	C11	9	0.4147027	0.1041126	154.919544
	C12	9	0.88003192	0.18372697	273.385731
3	C13	11.5	0.62704195	0.14777814	219.893876
	C14	11.5	0.91672266	0.19574953	291.275305
	C15	11.5	0.6469348	0.15116203	224.929102
	C16	11.5	0.5676656	0.13759745	204.745003
4	C17	14	0.44551376	0.12287236	182.834067
	C18	14	0.61319162	0.15179958	225.877772
	C19	14	0.47220804	0.12754274	189.783592
	C20	14	0.80652346	0.18397043	273.748006
5	C21	16.5	0.76874739	0.18392538	273.68096
	C22	16.5	0.68184332	0.16961735	252.390621
	C23	16.5	0.96442526	0.21524605	320.286125
6	C24	19	0.88365147	0.20842472	310.135984
	C25	19	0.90857102	0.21236005	315.991748
	C26	19	1.07624888	0.23833601	354.64398
7	C27	21.5	0.46178989	0.14517455	216.019724
	C28	21.5	0.25864846	0.10972929	163.277181
	C29	21.5	0.41885555	0.13780267	205.050369
8	C30	24	0.13964692	0.09509868	141.506841
	C31	24	0.29985401	0.12363342	183.966525
9	C32	26	0.10560401	0.0943667	140.417651
10	C33	29	0.10560401	0.10248083	152.491478
<b>somme</b>					<b>7359.78002</b>

La perte totale due aux frottements des câbles est de :

$$\Sigma\Delta\sigma_{pf}=7359.78002 \text{ Mpa}$$

**V.4.4.2 Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'ancrage) :**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des Clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

Il n'affecte qu'une partie  $x$  de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gEp}{\sigma p_0 K}} \quad \text{eq:V.17}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda > x \rightarrow \text{les pertes existent.} \\ \lambda < x \rightarrow \text{les pertes nulles.} \end{array} \right.$$

Tel que :

$$K = \frac{\alpha \cdot f}{L} + \varphi \quad \text{eq:V.18}$$

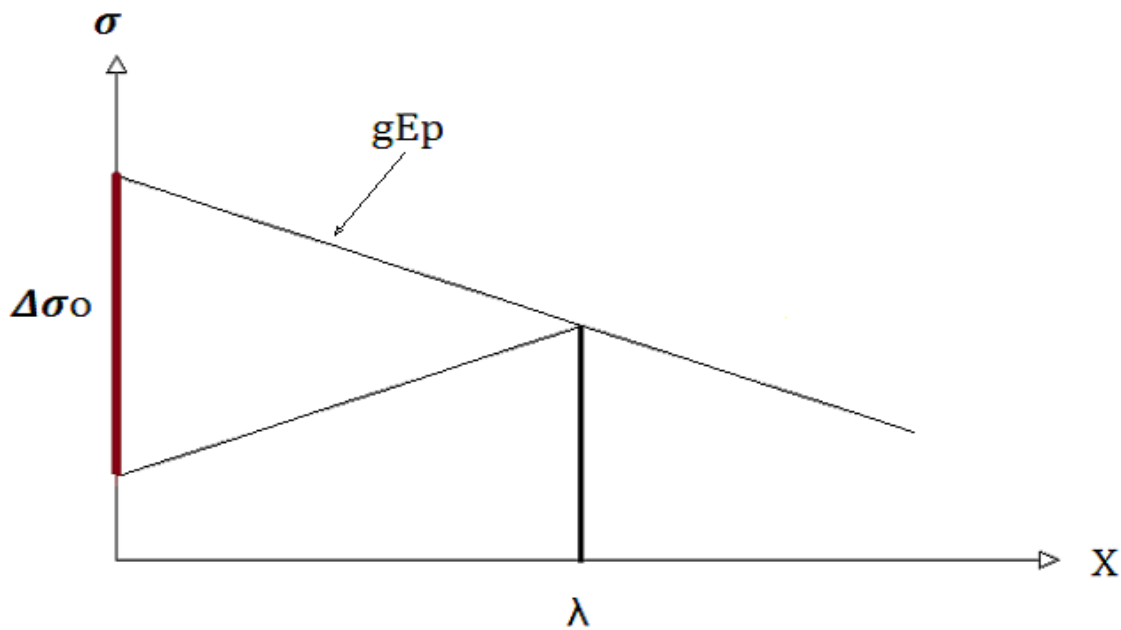


Figure V.8 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet du recul d'ancrage.

Les pertes dues a recul d'ancrage se calculent avec la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{pr} = 2 \lambda k \quad \text{eq:V.19}$$

Ainsi les résultats obtenus sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau V.6: pertes dues au recul d'ancrage

vousoir	N° du câble	X(m)	$\alpha$ (rad)	K	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_{pr}$ (Mpa)
<b>1</b>	C1	6.5	<b>0.56601454</b>	0.02041583	6.12586495	0.25012926
	C2	6.5	<b>0.64947069</b>	0.02298371	5.77352246	0.26539397
	C3	6.5	<b>0.93479101</b>	0.0317628	4.91124464	0.31198977
	C4	6.5	<b>0.70224305</b>	0.02460748	5.57978421	0.27460884
	C5	6.5	<b>1.04162712</b>	0.03505007	4.67526836	0.32773692
	C6	6.5	<b>0.39153115</b>	0.01504711	7.13549948	0.21473732
	C7	6.5	<b>0.9351417</b>	0.03177359	4.91041063	0.31204276
<b>2</b>	C8	9	<b>0.48097451</b>	0.01368832	7.48127892	0.20481232
	C9	9	<b>0.15099975</b>	0.00635555	10.9792934	0.1395589
	C10	9	<b>0.68449056</b>	0.0182109	6.48612388	0.23623632
	C11	9	<b>0.4147027</b>	0.01221562	7.91941828	0.19348114
	C12	9	<b>0.88003192</b>	0.02255626	5.8279708	0.26291451
<b>3</b>	C13	11.5	<b>0.62704195</b>	0.01390508	7.42274011	0.20642755
	C14	11.5	<b>0.91672266</b>	0.018943	6.35955238	0.24093804
	C15	11.5	<b>0.6469348</b>	0.01425104	7.3320882	0.20897976
	C16	11.5	<b>0.5676656</b>	0.01287245	7.71472472	0.19861474
<b>4</b>	C17	14	<b>0.44551376</b>	0.00936448	9.04501047	0.16940368
	C18	14	<b>0.61319162</b>	0.01175988	8.07141188	0.18983767
	C19	14	<b>0.47220804</b>	0.00974583	8.86628247	0.17281855
	C20	14	<b>0.80652346</b>	0.01452176	7.263422	0.2109554
<b>5</b>	C21	16.5	<b>0.76874739</b>	0.01231815	7.88638932	0.19429146
	C22	16.5	<b>0.68184332</b>	0.01126477	8.2468832	0.18579844
	C23	16.5	<b>0.96442526</b>	0.01469	7.22170952	0.21217387
<b>6</b>	C24	19	<b>0.88365147</b>	0.01230159	7.89169438	0.19416085
	C25	19	<b>0.90857102</b>	0.01256391	7.80887786	0.19622001
	C26	19	<b>1.07624888</b>	0.01432894	7.31213153	0.20955012
<b>7</b>	C27	21.5	<b>0.46178989</b>	0.00729572	10.2474754	0.14952542
	C28	21.5	<b>0.25864846</b>	0.00540603	11.9045134	0.12871236
	C29	21.5	<b>0.41885555</b>	0.00689633	10.5400318	0.14537509
<b>8</b>	C30	24	<b>0.13964692</b>	0.00416372	13.5646932	0.11295929
	C31	24	<b>0.29985401</b>	0.00549878	11.8036861	0.12981183
<b>9</b>	C32	26	<b>0.10560401</b>	0.00381234	14.1760498	0.1080878
<b>10</b>	C33	29	<b>0.10560401</b>	0.0037283	14.3349219	0.10688988
<b>Somme</b>						<b>6.66517383</b>

La perte totale des pertes de tensions due au recul d'ancrage est de

$$\Delta\sigma_{pr} = 6.66517383 \text{ (Mpa)}$$

**V.4.4.3 Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :**

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{eq:V.20}$$

Avec :

- **E<sub>ij</sub>** : Module de YOUNG instantané de béton jour j ; **E<sub>ij</sub> = 11000 √f<sub>cj</sub>**
- **f<sub>c28</sub> = 40 MPa** à 28 jours ⇒ **E<sub>ij</sub> = 37620 MPa**
- **E<sub>p</sub> = 195000 Mpa**
- **σ<sub>b</sub>(x)** : contraintes normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I} \quad \text{eq:V.21}$$

- **P** : Effort de précontrainte (Mpa)
- **M** : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges
- **S** : section du voussoir (m<sup>2</sup>)
- **I** : Inertie (m<sup>4</sup>)

**Tableau V.7 : pertes par déformation élastique du béton pour chaque voussoir**

x(m)	Précontraintes (t)	l(m4)	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	M(t.m)	σ <sub>p</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>pn</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Δσ <sub>pn</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Δσ <sub>pn</sub> (Mpa)
0	12289.2	12.562	9.0665	1.2042	27526.44	135.359114	947.5137994	4911.35542	49.1135542
4	9682.4	12.562	9.0665	1.2042	20791.6	192.527851	1347.694957	6985.659663	69.8565966
6.5	7820.4	12.562	9.0665	1.2042	17064.7875	129.470217	647.3510842	3355.488076	33.5548808
9	6330.8	12.562	9.0665	1.2042	13709.1	114.898715	459.5948612	2382.270014	23.8227001
11.5	4841.2	12.562	9.0665	1.2042	10724.5375	64.7509739	259.0038956	1342.52418	13.4252418
14	3724	12.562	9.0665	1.2042	8111.1	63.0893651	252.3574604	1308.072961	13.0807296
16.5	2979.2	12.562	9.0665	1.2042	5868.7875	109.913889	329.7416666	1709.187267	17.0918727
19	1862	12.562	9.0665	1.2042	3997.6	37.0998004	111.2994011	576.9107713	5.76910771
21.5	1117.2	12.562	9.0665	1.2042	2497.5375	12.7718444	38.31553331	198.6052365	1.98605236
24	744.8	12.562	9.0665	1.2042	1368.6	36.9300211	73.86004217	382.8471086	3.82847109
26.5	372.4	12.562	9.0665	1.2042	610.7875	25.5119579	25.51195788	132.2390161	1.32239016
29	186.2	12.562	9.0665	1.2042	224.1	20.548841	20.54884105	106.5131314	1.06513131
somme								11494.65776	114.946578

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à :

$$\Delta\sigma_n = 114.95 \text{ Mpa}$$

### La somme des pertes dues aux tensions instantanées

$$\Delta\sigma_{inst} = 7359.78 + 6.665 + 114.95 = 7481.4 \text{ Mpa}$$

### V.4.5 les pertes différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du Retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

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

#### V.4.5.1 les pertes par retrait du béton :

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

Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\varepsilon_r = [ 1 - r(t_0) ]$$

Avec :

$\varepsilon_r$  : Retrait final du béton il diffère selon le climat,  $\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$  pour un climat humide l'environnement dans lequel se situe l'ouvrage. **(BPEL91)**.

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_{rt} = E_p \cdot \varepsilon_r(t)$$

Donc :

$$\Delta\sigma(t) = 195000 \times 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma = 39 \text{ Mpa}$$

#### V.4.5.2 pertes dues au fluage du béton :

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

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

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ji}} (\sigma_b + \sigma_M) \quad \text{eq:V.22}$$

- $\sigma_M$  : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dans la section considérée.
- Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements **BPEL** :

$$\sigma_M \leq 1.5 \sigma_b$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \cdot \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{eq:V.23}$$

Avec :

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I} \quad \text{eq:V.24}$$

Tableau V.8 : pertes de tensions par fluage

x(m)	Pré <sup>2</sup> contraintes (t)	l(m4)	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	M(t.m)	$\sigma_p$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{fl}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)
0	12289.2	12.562	9.0665	1.2042	27526.44	135.359114	2030.38671	20.3038671
4	9682.4	12.562	9.0665	1.2042	20791.6	192.527851	2887.91776	28.8791776
6.5	7820.4	12.562	9.0665	1.2042	17064.7875	129.470217	1942.05325	19.4205325
9	6330.8	12.562	9.0665	1.2042	13709.1	114.898715	1723.48073	17.2348073
11.5	4841.2	12.562	9.0665	1.2042	10724.5375	64.7509739	971.264609	9.71264609
14	3724	12.562	9.0665	1.2042	8111.1	63.0893651	946.340477	9.46340477
16.5	2979.2	12.562	9.0665	1.2042	5868.7875	109.913889	1648.70833	16.4870833
19	1862	12.562	9.0665	1.2042	3997.6	37.0998004	556.497006	5.56497006
21.5	1117.2	12.562	9.0665	1.2042	2497.5375	12.7718444	191.577667	1.91577667
24	744.8	12.562	9.0665	1.2042	1368.6	36.9300211	553.950316	5.53950316
26.5	372.4	12.562	9.0665	1.2042	610.7875	25.5119579	382.679368	3.82679368
29	186.2	12.562	9.0665	1.2042	224.1	20.548841	308.232616	3.08232616
somme								141.430888

La somme des pertes par fluage est de :

$$\Sigma\Delta\sigma_{fl} = 141.43 \text{ Mpa}$$

### V.4.5.3 pertes par relaxation des aciers :

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 base 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 %( $\rho_{1000}$ )

En général :  $\rho_{1000} = 2, 5\%$  pour les aciers **TBR**.

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

$$\Delta\sigma_{relaxe} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma_{pi} \rho_{1000}) \quad \text{eq:V.25}$$

- $\sigma_{pi}$  : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :  $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$   
 $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_0 + \Delta\sigma_p$
- $\mu_0$  : Coefficient pris égal à **0,43** pour les aciers TBR.
- $\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine ;  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ .
- $\rho_{1000}$  : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Tableau V.9: pertes par relaxation des aciers

vousoir	N° du cable	X(m)	$\Delta\sigma_{inst}(\text{Mpa})$	$\sigma_{pi}(\text{Mpa})$	$\Delta\sigma_{relax}(\text{Mpa})$
<b>1</b>	C1	6.5	218.474866	1269.52513	48.0909567
	C2	6.5	240.044348	1247.95565	45.1030951
	C3	6.5	311.125131	1176.87487	35.7878981
	C4	6.5	253.498878	1234.50112	43.2773406
	C5	6.5	336.714275	1151.28573	32.6339111
	C6	6.5	172.198992	1315.80101	54.754407
	C7	6.5	311.210025	1176.78998	35.7772599
<b>2</b>	C8	9	196.294094	1291.70591	51.2417552
	C9	9	106.547038	1381.45296	64.8005006
	C10	9	248.765188	1239.23481	43.9163642
	C11	9	178.741544	1309.25846	53.7913542
	C12	9	297.207731	1190.79227	37.5476267
<b>3</b>	C13	11.5	233.318876	1254.68112	46.0266742
	C14	11.5	304.700305	1183.2997	36.5963768
	C15	11.5	238.354102	1249.6459	45.3345227
	C16	11.5	218.170003	1269.83	48.133725
<b>4</b>	C17	14	195.914067	1292.08593	51.2964298
	C18	14	238.957772	1249.04223	45.2518156
	C19	14	202.863592	1285.13641	50.3002813
	C20	14	286.828006	1201.17199	38.880387
<b>5</b>	C21	16.5	290.77196	1197.22804	38.3719349
	C22	16.5	269.481621	1218.51838	41.1464549
	C23	16.5	337.377125	1150.62288	32.5536149
<b>6</b>	C24	19	317.904984	1170.09502	34.9419639

	C25	19	323.760748	1164.23925	34.2172969
	C26	19	362.41298	1125.58702	29.572713
<b>7</b>	C27	21.5	218.005724	1269.99428	48.1567773
	C28	21.5	165.263181	1322.73682	55.7828858
	C29	21.5	207.036369	1280.96363	49.7058961
<b>8</b>	C30	24	145.335312	1342.66469	58.7810683
	C31	24	185.288915	1302.71108	52.8345036
<b>9</b>	C32	26	141.740041	1346.25996	59.3288034
<b>10</b>	C33	29	153.556609	1334.44339	57.5363983
<b>Somme</b>					1501.47299

Les pertes dues à la relaxation des aciers est de l'ordre de :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = 1501.47299 \text{ Mpa}$$

#### La somme des variation des pertes différées sont :

Elle est donnée par la relation ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{\text{diff}} = \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\text{relax}} + \Delta\sigma_{\text{fluage}} + \Delta\sigma_{\text{retrait}}$$

Le coefficient  $\left(\frac{5}{6}\right)$  tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_{\text{diff}} = 1251.23 + 141.43 + 39$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}} = 1431.66 \text{ Mpa}$$

#### V.4.6 Calculs des pertes totales

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{diff}}$$

$$\Delta\sigma_T = 1431.66 + 7481.95$$

$$\Delta\sigma_T = 8913.605 \text{ Mpa}$$

Le pourcentage des pertes totales ne doit pas excéder les 25 % de la force de précontrainte de rupture garantie.

$$\Delta\sigma_T(\%) = 100 \times \frac{8913.605}{1488 \times 33} = 18.152\% \leq 25\% \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les charges sont largement reprises par les 66 câbles de 12 T15 donc ce nombre de câbles est maintenue.



**V.4.7 Vérification des contraintes en phase de construction :**

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt} \quad \text{eq:V.26}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{eq:V.27}$$

Avec :

- **σ<sub>sup</sub>**: Contrainte crée dans la section de la fibre supérieure.
- **σ<sub>inf</sub>**: Contrainte crée dans la section de la fibre inférieure.
- **P** : Effort de précontrainte.
- **S**: Section transversale du voussoir.
- **M** : Moment généré par application des charges.
- **V** : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- **V'** : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{bt}$  : Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 40 \rightarrow \sigma_{bc} = 24 \text{ MPA}$   
 $\sigma_{bt} = 0 \text{ MPA} \rightarrow \text{justifié en casse I}$

les condition à vérifiées sont :

$$\sigma_{sup} \geq 0$$

$$\sigma_{inf} \leq 24 \text{ Mpa}$$

Tableau V.10 : vérification des contraintes en construction

x(m)	Précon- traintes (t)	I(m <sup>4</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	V(m)	V'(m)	M(t.m)	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>
0	12289.2	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	27526.44	0.16620491	30.2297162
4	9682.4	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	20791.6	0.83484061	22.6435986
6.5	7820.4	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	17064.7875	0.38153605	18.6448583
9	6330.8	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	13709.1	0.42232532	14.955562
11.5	4841.2	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	10724.5375	0.06303699	11.752492
14	3724	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	8111.1	0.19784248	8.85886588
16.5	2979.2	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	5868.7875	0.8267418	6.27468367
19	1862	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3997.6	0.1613921	4.35351023
21.5	1117.2	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	2497.5375	- 0.00986378	2.74178069

24	744.8	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	1368.6	0.31297417	1.43949504
26.5	372.4	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	610.7875	0.23573452	0.62343573
29	186.2	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	224.1	0.20550298	0.20521153

### V.5 Modélisation :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

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



FigureV.9 : modélisation du tablier.

Pour déterminer les efforts internes (moments et efforts tranchants) dans les différentes sections de l'ouvrage, un travail de modélisation à du être effectuer, et les combinaisons données par le BPEL à l'ELS et à l'ELU ont été entrées afin de déterminé les moments les plus défavorables dans les différentes travées.

Le logiciel utilisé pour effectue le travail de modélisation est : **CSI BRIDGE 2016**.

Après l'analyse des combinaisons du BPEL celle qui à donner le moment en travée le plus défavorable est la combinaison :

A l'ELU: **1.35G + 1.6 (Bc+ St)**.

**G : poids propre du tablier.**

**Bc : charges routières.**

**St : surcharge du trottoir.**

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagramme représentant les moments fléchissant. Les résultats sont donnés en (T.m) pour les moments.

**V.6 Etude de la précontrainte de continuité :**

**V.6.1 Travée intermédiaire :**

Les deux travées intermédiaire sont symétriques l'étude se fera pour une seul travée, cette travée à donner le moment max le plus défavorable.

Le nombre de câble de continuité dans la travée intermédiaire seront dimensionné a partir de la combinaison ci-dessus qui à donner le moment positif le plus défavorable au milieu de la travée

**M= 13480.121t.m** moment max sous : **1.35 G+1.6 (Bc + St).**

**Remarque :**

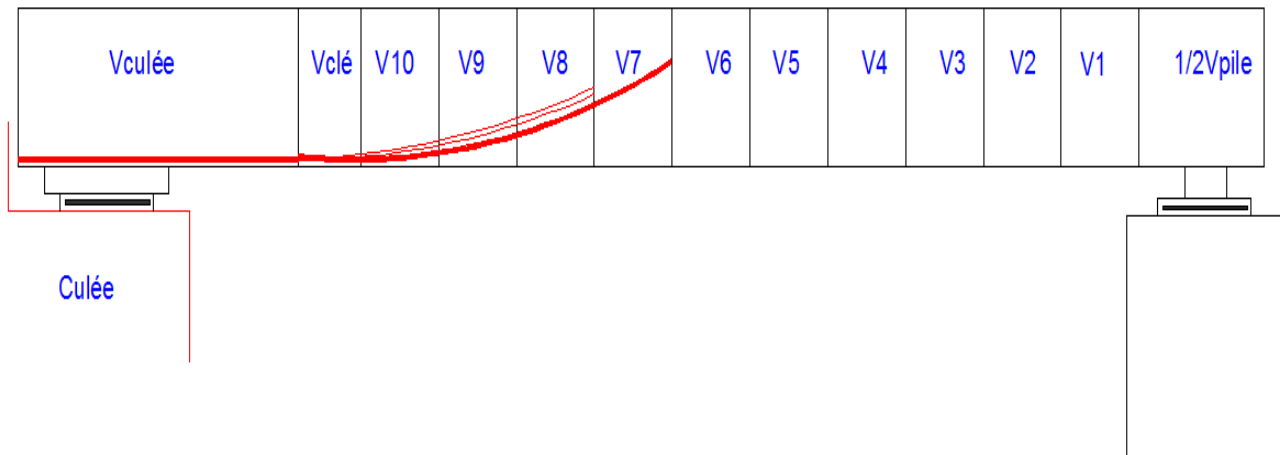
La détermination des moments de continuité suivra le même cheminement que celui des câbles du fléau.

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV'}{I}} ; \text{ avec } N = \frac{P}{P_0} \quad \text{eq:V.28}$$

**Précontrainte de la travée de rive :**

Tableau V.11 continuité pour la travée de rive

x(m)	M (t.m)	I (m4)	S (m²)	d (m)	V(m)	e(m)	P	P0(t)	N calculé	N choisis	N/Go usset	P réelle
V. culée	7045.25	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	3013.79893	186.2	16.1858159	20	0	3724
v. Clé	7742.24	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	3475.99817	186.2	18.668089	20	0	3724
V10	8144.36	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	3656.53615	186.2	19.6376807	20	0	3724
V9	8071.34	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	3623.7527	186.2	19.4616149	20	1	3724
V8	7521.84	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	3377.04619	186.2	18.1366605	18	1	3351.6
V7	6495.37	12.562	9.0665	0.15	1.3542	1.2042	2916.19664	186.2	15.6616361	16	8	2979.2

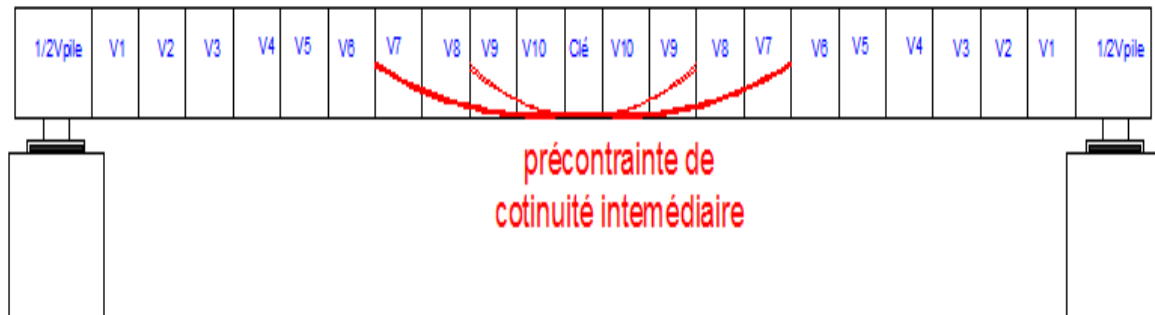


FigureV.10 Tracé des câbles de continuité sur la travée de rive.

**Précontrainte de la travée intermédiaire :**

TableauV.12 : Répartition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.

x(m)	M (t.m)	I(m4)	S(m <sup>2</sup> )	d (m)	v'(m)	e(m)	P	P0(t)	N calculé	N choisis	N/ Gousset	P réelle
V7	7950.17	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	3400.90328	186.2	18.2647867	24	12	4468.8
V8	10019.17	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	4285.97478	186.2	23.0181245	28	2	5213.6
v9	11636.7	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	4977.9176	186.2	26.7342514	28	0	5213.6
V10	12688.14	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	5427.6999	186.2	29.1498384	30	1	5586
V clé	13480.121	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	5766.4915	186.2	30.9693421	30	0	5586
V10'	13253.97	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	5669.74921	186.2	30.4497809	30	1	5586
V9'	12607.04	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	5393.00715	186.2	28.9635185	28	0	5213.6
V8'	11395.41	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	4874.69919	186.2	26.1799097	28	2	5213.6
V7'	9733.85	12.562	9.0665	0.15	1.6458	1.4958	4163.92132	186.2	22.3626279	24	12	4468.8



FigureV.11 : Tracé des câbles sur l travée intermédiaire

**V.6.2 Calcul des pertes pour les câbles de continuité :**

**Travée intermédiaire :**

Le calcul des pertes suivra le même raisonnement que celui des pertes des câbles du fléau, le tableau ci-dessous répertorie les pertes de précontrainte des câbles

Tableau V.13 :calcul de pertes de la travée intermédiaire

Voussoirs	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_a$	$\Delta\sigma_b$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_a$	Somme
V7	3410.67	3.1	0	2.025775498	5.12814239	501.801	3922.72492
V8	0	0	0	2.552975483	6.46272097	0	9.01569645
V9	25.202	0.596	0	2.117954866	7.50608534	150.21	185.63204
V10	0	0	0	1.847459012	8.18430154	0	10.0317606
V clé	0	0	0	1.962775555	8.69515745	0	10.657933
V10'	0	0	0	1.929846796	8.54928201	0	10.4791288
V9'	25.202	0.596	0	1.376737824	8.13198915	0	35.306727
V8'	0	0	0	1.244423113	7.35044471	150.21	158.804868
V7'	3410.67	3.1	0	1.062974296	6.27867942	501.801	3922.91265
Somme	6871.774	7.392	39	<b>16.12092244</b>	66.286	1304.022	8304.59492

**Remarque :**

Comme on a le même nombre de câbles de part et d'autres du voussoir de clavage les pertes seront étudiées que d'un côté du voussoir de clavage et doublées hormis les pertes du voussoir de clavage.

La somme des pertes instantanées totales sont :

$$\Sigma\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_a + \Delta\sigma_b = 6871.774+7.392+39= \mathbf{6918.166 \text{ Mpa}}$$

La somme des pertes différer :

$$\Sigma\Delta\sigma_{int} = \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_e = \left(\frac{5}{6}\right) 1304.022+66.286+16.12=\mathbf{8087.257\text{Mpa}}$$

La totales des pertes :

$$\Sigma\Delta\sigma_{inst} + \Sigma\Delta\sigma_{int} = 6918.66+1169.09=8087.257\text{Mpa}$$

Calcul des partes totales en (%)

$$\Sigma\Delta\sigma_{int} = 100 \times \frac{6918.66}{1488 \times 30} = 15.5\% \leq 25\% \rightarrow \text{vérifié.}$$

**Travée de rive :**

**Tableau V.14 : calcul des pertes de la travée de rive**

Voussoirs	$\Delta\sigma_{pf}$	$\Delta\sigma_{ra}$	$\Delta\sigma_{tb}$	$\Delta\sigma_{re}$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{ra}$	Somme
V culée	0	0	0	1.79519367	4.5444368	0	6.33963047
V clé	0	0	0	15.4085646	12.0906561	0	27.4992207
V10	0	0	0	11.5777583	12.7186261	0	24.2963844
V9	0	0	0	9.17916437	12.6045946	0	21.783759
V 8	343.505	150.071	0	8.55424325	11.7464688	101.5352	615.411912
V 7	208645	1430.2696	0	7.38688605	10.1434837	307.3714	210400.171
V somme	2429.955	1580.3407	39	53.9018102	63.8482661	340.7555	4507.80128

$$\Sigma\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_{ra} + \Delta\sigma_{tb} = 2429.955 + 1580.3407 + 39 = \mathbf{4088.2957 \text{ Mpa}}$$

La somme des pertes différer :

$$\Sigma\Delta\sigma_{int} = (\Delta\sigma_{ra} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{re}) = 340.7555 + 66.8482 + 53.9018 = \mathbf{461.5055 \text{ Mpa}}$$

La totales des pertes :

$$\Sigma\Delta\sigma_{inst} + \Sigma\Delta\sigma_{int} = 4088.2957 + 461.5055 = 4507.80128 \text{ Mpa}$$

Calcul des partes totales en (%)

$$\Sigma\Delta\sigma_{int} = 100 \times \frac{4507.80128}{1488 \times 30} = 15.147\% \leq 25\% \rightarrow \text{vérifier .}$$

**V.6.2 Vérification en phase de service :**

Cette étape a pour but la vérification de 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 vérification vont se faire sous les moments des combinaisons sont suivante**

**EIS** { a vide : G  
En charge G + A(l) + St.

G : poids propre du tablier

A(l) : charge routièrès avec chargement des différentes travées.

St : surcharge des trottoirs

**V.6.3 vérification en phase de construction :**

Condition à vérifier :

A vide (sous  $M_{min}$ ) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \sigma_{bt} \quad \text{eq:V.28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{M.V}{I} \leq \sigma_{bc} \quad \text{eq:V.29}$$

En charge (sous  $M_{max}$ ) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V}{I} + \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma}_{bt} \quad \text{eq:V.30}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{eq:V.31}$$

Avec :

- $\sigma_{sup}$ : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure.
- $\sigma_{inf}$ : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.
- $P$ : Effort de précontrainte.
- $S$ : Section transversale du voussoir.
- $M$ : Moment généré par application des charges.
- $V$ : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- $V'$ : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{bt}$ : Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 40 \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = 0 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{justifié en casse I}$$

Les conditions à vérifier sont :

$$\sigma_{sup} \geq 0$$

$$\sigma_{inf} \leq 24 \text{ Mpa}$$

### Travée de rive

Vérification à vide :

Tableau V.15: vérification de la travée de rive sous  $M_{min}$  sous (G).

x(m)	P	I(m <sup>4</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	V(m)	V'(m)	M(t.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	Etat
V.S.culée	3013.798929	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	1861.849	5.22934946	0.1427817	Vérifier
v.clé	3475.998171	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	2032	6.15571327	0.31584829	Vérifier
V10	3656.536152	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	2113.15	6.50172312	0.36420593	Vérifier
V9	3623.752696	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	2057.133	6.48339366	0.40950896	Vérifier
V8	3377.046188	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	1864.28	6.09892354	0.45080829	Vérifier
V7	2916.196635	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	1534.59	5.3477856	0.48791674	Vérifier

**Vérification sous chargement :**

Tableau V.16: vérification de la travée de rive sous  $M_{max}$ , combinaison (G+A(I)+St).

x(m)	P	l(m4)	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	V(m)	V'(m)	M(t.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	Etat
V.S .culée	3013.798929	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4489.67	2.39652412	3.30003616	Vérifier
V .clé	3475.998171	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4490.7	3.50520257	2.9053971	Vérifier
V10	3656.536152	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	5095.48	3.28673244	3.54306895	Vérifier
V9	3623.752696	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4960.26	3.35378486	3.39399877	Vérifier
V8	3377.046188	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4495.04	3.26292992	2.99586008	Vérifier
V7	2916.196635	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4110.3	2.5711366	2.88662833	Vérifier

**Travée intermédiaires :**

**Vérification à vide :**

Tableau V.17: vérification des travées intermédiaires sous  $M_{min}$ , combo(G)

x(m)	P	l(m4)	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	V(m)	V'(m)	M(t.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	Etat
V7	3400.90328	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	4423.42	3.39742059	2.88158821	Vérifier
V8	4285.97478	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	6249.69	3.55382709	4.515977	Vérifier
v9	4977.917604	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	7434.66	3.93784118	5.47563463	Vérifier
V10	5427.699903	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	8215.4	4.17616769	6.11316435	Vérifier
V clé	5766.491499	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	8823.3344	4.33428059	6.61938537	Vérifier
V10'	5669.749206	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	8703.61	4.23105667	6.54541325	Vérifier
V9'	5393.007154	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	8271.358	4.03254331	6.21620022	Vérifier
V8'	4874.699188	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	7435.3	3.68931302	5.56490535	Vérifier
V7'	4163.921324	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	6275.62	3.23281107	4.65451809	Vérifier

**Vérification sous chargement :**

Tableau V.18 : vérification de la travée intermédiaire sous  $M_{max}$ , combo G+A(I) + St

x(m)	P	l(m4)	S(m <sup>2</sup> )	e(m)	V(m)	V'(m)	M(t.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	Etat
V7	3400.90328	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	1967.102	6.04536346	0.33653643	Vérifier
V8	4285.97478	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	2582.549	7.50705296	0.28849733	Vérifier
v9	4977.917604	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3083.896	8.62802157	0.2244827	vérifier
V10	5427.699903	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3407.62	9.3590173	0.1857087	vérifier
V clé	5766.491499	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3659.676	9.90077175	0.14573881	vérifier
V10'	5669.749206	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3610.01	9.72202397	0.12792449	vérifier
V9'	5393.007154	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3430.85	9.25067413	0.12555114	vérifier
V8'	4874.699188	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	3084.5	8.37953222	0.13525915	vérifier
V7'	4163.921324	12.562	9.0665	1.2042	1.3542	1.6458	203.18	9.77898067	3.30123875	vérifier



# **Chapitre VI : Etude** **transversale**

**VI.1 Introduction :**

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section tubulaire (caisson) du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Elle assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses qui sont les sections sur pile et à la clé (les moments de flexion y sont max).

**VI.2 Modélisation :**

La modélisation est effectuée par le logiciel **CSI BRIDGE**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) et appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

Pour chaque voussoir, on prendra une longueur unitaire égale à 1m. Les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de Poids et d'inertie.

**VI.3 Définition des charges :****VI.3.1 Poids propre des voussoirs :**

Le poids propre des caissons est pris automatiquement par le logiciel (poids propre de la structure **G**).

**VI.3.2 poids des revêtements :**

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité de 8cm avec une densité de : **2,4 t/m<sup>3</sup>**. et de la couche de Roulement de 1cm d'épaisseur, avec la densité de **2t/m<sup>3</sup>**.

$$P_{rev} = (0.08 \times 2.4) + (0.01 \times 2) = 0.216 \text{ t}$$

**VI.3.3 poids propre du garde de corps et glissières de sécurité :**

Trottoir gauche : air trottoir gauche  $\times \gamma_b = 0.0858 \times 2.5 = 0.214 \text{ t}$

Trottoir droite : air trottoir droite  $\times \gamma_b = 0.148 \times 2.5 = 0.37 \text{ t/}$

**VI.3.4 Garde-corps :**

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**.

Donc :

**$P_{gc} = 0,1 \text{ t}$  (le fascicule 61, titre II a) [1].**

**VI.3.5 Les glissières de sécurité :**

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

**$P_{gs} = 0,06 \text{ t}$**

**$P_{gs} = 0.12 \text{ t}$**  (deux glissière).

**VI.3.6 Les charges roulantes A(l) :**

D'après le fascicule 61 titres II [1] du RCPR le chargement A(l) est multiplié par un coefficient

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{1+12} = 1.730 \text{ t/ml.}$$

**VI.3.7 Surcharges roulantes Bc :**

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges **Bc** sont multipliées par un Coefficient de majoration dynamique,  $\delta_{bc} = 1,064$

**$Bc = 6 \times 1.053 = 6.384 \text{ t/ml}$** .

**V.I.3.8 Surcharges Bt:**

Représenté par une charge ponctuelle roulante, elles sont multipliées par un coefficient de Majoration dynamique,  $\delta_{bt} = 1,053$

$$Bt = 16 \times 1.053 = 16.848 \text{ t/ml}$$

**VI.3.9 Charges militaires Mc 120 :**

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2, 3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,06$   
On considère le poids d'une de deux chenilles appliqué sur le voussoir.

$$Mc120 = \frac{55}{6.6 \times 1} \times 1.06 = 9.55 \text{ t/m}^2.$$

**VI.3.10 Changement des convois exceptionnels :**

Charge uniformément répartie et vaut selon le RCPR : **240t** sur une largeur de **3,2 m**.  
3.2m de large et 18.6m de long donc **D<sub>240</sub> = 4,032 t/m<sup>2</sup>**.

**VI.4 Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le **BPEL**, et sont résumées dans le tableau suivant :

TableauVI.1: combinaisons de charges ELS/ELU du BPEL 99

Combinaisons	ELU	ELS
<u>1</u>	1.35G+1.6 (A(I) +St)	G+1.25 (A(I) +St)
<u>2</u>	1.35G+1.6(Bc+St)	G+1.25 (BC+St)
<u>3</u>	1.35G+1.6 (Bt+St)	G+1.25 (Bt+St)
<u>4</u>	1.35G+1.35Mc120	G+Mc120
<u>5</u>	1.35G+1.35D240	G+D240

Avec :

**G** : Charges permanentes.

**A(I)** : Système de charges **A** définies dans le **fascicule 61 titres II [1]**.

**B<sub>c</sub> et B<sub>t</sub>**: Système de charges **B** défini dans le **fascicule 61 titre II [1]**.

**Mc 120** : Charges militaires : système de charges M (Mc120) défini dans le **fascicule 61 titre II [1]**.

**D240** : Chargement exceptionnelles (**fascicule 61 titre II.[1]**)

**VI.5 Détermination des efforts :**

Détermination des efforts en utilisant le logiciel **CSI BRIDGE 2016**.

Les combinaisons qui ont données les efforts les plus défavorables sont :

**ELU: 1.35 G+ 1.6(Bt+St).**

**ELS: G+ (Bt+St).**

Tableau IV. 2: moment et efforts normaux de la section transversale

		Moment		Effort normal	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Dalle sup	+	6.34	4.75	/	/
	-	34.7	26	/	/
Dalle inf	+	18.9	12.7	/	/
	-	16.14	14.17	/	/
Ame droite	+	15.55	11.63	17.76	13.29

	-	31.01	23.22		
Ame gauche		20.18	15.02	5.47	4.03

**VI.6 vérifications :**

**VI.6.1 Vérification à l'effort tranchant :**

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{eq:VI.1}$$

**Avec :**

- $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.
- $b$  : la largeur de la section=1m.
- $d$  : hauteur utile=h-c.

$\bar{\tau}$  : Contrainte de cisaillement ultime.

Pour le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

Avec : **fc28** : résistance caractéristique à 28 jours=40Mpa.

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.
  - $\gamma_b = 1.5$  situation durable ou transitoire
  - $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1.5$  (situation durable ou transitoire)

Figure VI.3 : vérification de l'effort normal.

section	d(m)	b(m)	Vu(t)	$\tau$	$\bar{\tau}$	Etat
dalle supérieur	0.2	1	8.6532	0.43266	4	vérifié
dalle inférieur	0.25	1	16.7188	0.668752	4	vérifié
âme droite	0.35	1	17.6563	0.50446571	4	vérifié
âme gauche	0.35	1	5.4705	0.1563	4	vérifié

**VI.6.2 Vérification au poinçonnement :**

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge Localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : (A.5.2,42 BAEL 91).

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c \cdot H f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{eq:VI.2}$$

Avec

$Q_u$  : valeur de la force concentrée  $Q_u = 0.1$  MN

$H$  : hauteur de la section.

$U_c$  : longueur de la surface d'impact de la roue.

$$U_c = d + 2 \times h/2 = 0.25 + 0.3 = 0.55 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times 0,3 \times 40}{1.5} = 0.36 \geq Q_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

La condition est satisfaite pour les trois system de chargement « B », donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### VI.6.3 Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement  $\lambda$  de celles-ci devra Satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (pour les pièces courtes)}$$

$\lambda$ : élanement du poteau.

$L_f$ : longueur de flambement

La longueur de flambement  $L_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$ ;

$L_f = 0,5 l_0$ : Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

$l_0$  : hauteur libre de l'âme.

$i$  : rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{b}}$ .

$I$  : moment d'inertie de la section.  $I = \frac{bh^2}{12}$

Ce qui donne :  $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$ .

$$i = \frac{0.3}{\sqrt{12}} = 0.0866$$

$$L_f = 0.5 l_0 = 0.5 \times 2.40 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2}{0.0866} = 13.85 \leq 35 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de flambement des âmes.

**VI.7 Ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (BAEL) à l'état limite ultime (ELU), à l'état Limite de service (ELS) et on prendra le cas le plus défavorable.

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et dalle Inferieure.

**Données des éléments à ferrillé :**

$$F_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (situation courante).}$$

$$\theta = 1 \text{ (t} \geq 24 \text{ heures)}$$

$$\eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$c = c' = 5 \text{ pour l'enrobage de toutes les sections.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 40}{1 \times 1.6} = 21.25 \text{ Mpa}$$

**VI.7.1 ferrailage des dalles en flexion simple :**

➤ **ELU :**

**Armature principales :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

b : largeur de la section

$$d = h - c$$

$M_u$  : moment fléchissant max de la section.

**Section simplement armé ou doublement armé :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ à comparer avec } 0.392$$

$\mu \leq 0.392$  section simplement armée.

$\mu \geq 0.392$  section doublement armée.

Le moment le plus défavorable se trouve sur la dalle supérieur, ce qui fait c'est à partir de ce moment que sera déterminé si les sections est simplement armées ou doublement armées

Calcul de  $\mu$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  section simplement armée

➤ **ELS :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \nu n x f_{tj}) = \min(266.7 ; 417.42) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 266.7 \text{ Mpa}$$

$$Z = 1 - 0.4 \alpha$$

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + 15 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{318.75}{318.75 + 267} = 0.544$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha = 0,782$$

### Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min}$$

$$\text{Avec : } A_{s \min} = 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e}$$

#### **Remarque :**

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale  $A_s \leq A_{s \min}$  ; on prend directement  $A_{s \min}$  et on applique le même principe sur les armatures transversales « At ».

### VI.7.2 Ferrailage des âmes en flexion composée :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$e_u$  : position du centre de pression

#### ➤ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée ( $A' = 0$ )

#### ➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

#### ➤ Armatures réelles :

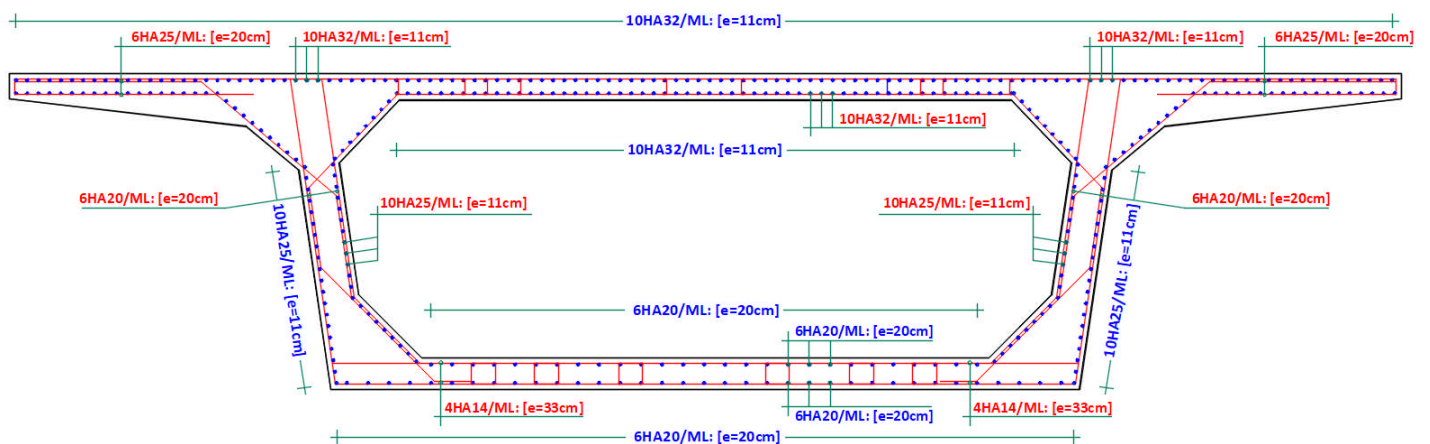
$$A_r = A_f + \frac{N}{\sigma_{st}}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Avec :  $As_{min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e}$

Figure VI.4 : Ferrailage du voussoir.

	H	d	Mu( t.m)	Ms (t.m)	Nu	Ns	Ast (elu) cm <sup>2</sup>	Ast( els) cm <sup>2</sup>	As Min (cm <sup>2</sup> )	Ast Choisit cm <sup>2</sup>	ast	Al(cm <sup>2</sup> )	Armatures longi
dalle sup	0.25	0.2	34.7	26	/	/	76.81	59.668	3.45	76.81	10HA32	25.60333333	6HA25
dalle inf.	0.3	0.25	18.9	14.17	/	/	28.921	21.573	4.3125	16.067	6HA20	5.35566667	4HA14
âme	0.4	0.35	31.01	23.22	17.76	13.29	48.42	33.4	48.42	48.42	10HA25	16.14	6HA20



FigureVI.1 : plan de ferrailage des voussoirs sur culées et sur piles

**Conclusion :**

Les voussoirs sur piles et sur culées sont rigidifiés avec des armatures pour résister aux efforts de flexion composée due aux charges et surcharges ainsi qu'aux efforts de précontrainte.



# **Chapitre VII : étude de** **l'effort tranchant**

## **VII.1 Introduction :**

Le calcul de l'effort tranchant s'effectue sur les sections droites, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne. Par simplification, on effectue parfois les calculs d'effort tranchant sur les sections verticales ou plus exactement sur les sections normales à la fibre (perpendiculaire à la fibre supérieure). Ce calcul est habituellement plus défavorable.

Les actions à prendre en compte sont les suivantes :

- La charge due au poids propres de la structure, surcharges d'exploitation et équipements.
- Les efforts dues à la précontraintes.
- Effet RESAL.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au **C.D.G** de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de Précontraintes, en cas de vibration, existence d'espaces suffisants pour y introduire les aiguilles de vibration.

## **VII.2 calcul de l'effort tranchant :**

### **VII.2.1 Efforts tranchants dues aux charges et aux surcharges :**

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé par le logiciel **CSI BRIDGE**, pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

### **VII.2.2 Effort tranchant due à la précontrainte :**

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontraint est :

$$V_p = P \sin \alpha$$

Avec :

$$P = nP_0$$

n : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré

P<sub>0</sub> : précontrainte dans le câble avec 25 % de pertes

α : angle d'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal.

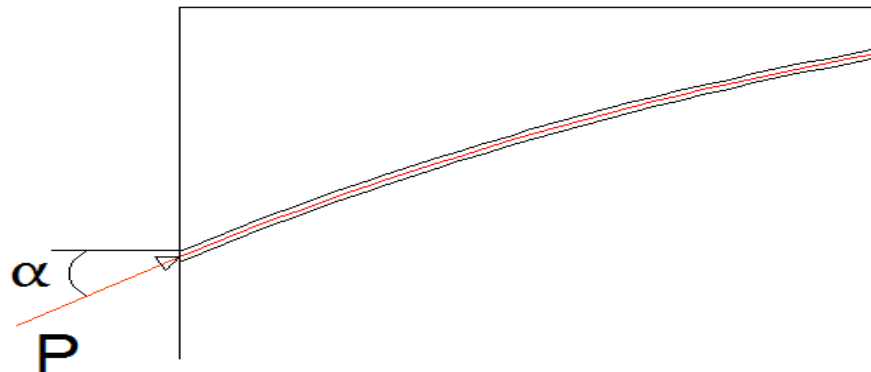


Figure VII.1: effort tranchant due à l'inclinaison de la précontrainte

**VII.2.3 Effort tranchant dû à l'effet RESAL :**

L'effet RESAL est la variation de l'effort tranchant due à la courbure d'une poutre, dans le cas des ponts à caissons c'est la variation de la hauteur de l'intrados du tablier qui suit une pente de  $\frac{dh}{dx}$ .

L'effort tranchant dû à l'effet RESAL se calcul comme suit :

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z} \cdot \frac{dh}{dx} \quad \text{eq:VII.1}$$

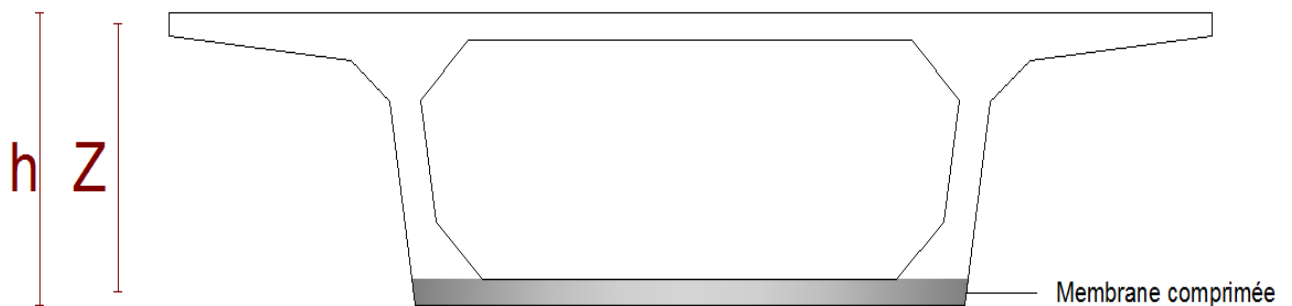


Figure VII.2 : Section comprimé due à l'effet Resal

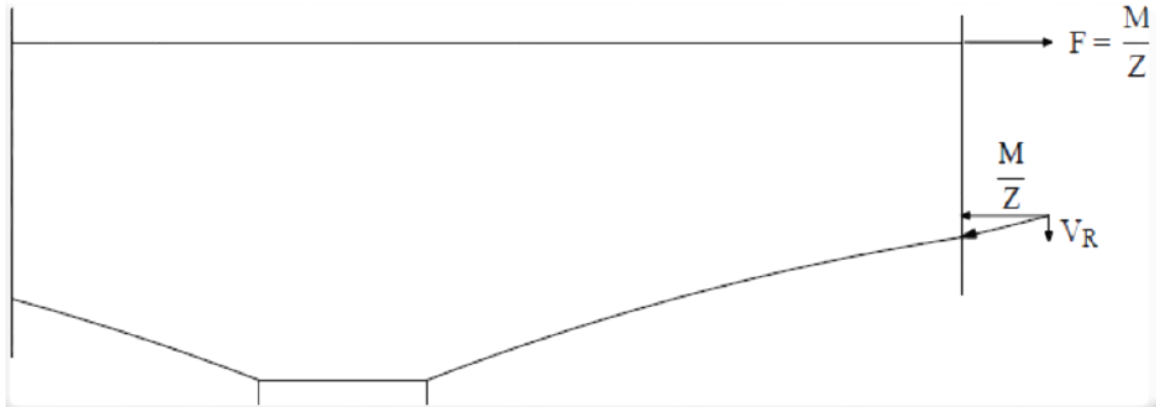


Figure VII 3 : effort tranchant dû à l'effet RESAL

**Remarque :**

Dans le cas de cet ouvrage, on a aucune variation de hauteur en intrados du tablier ce qui donne une pente nulle :

$$\frac{dh}{dx} = 0 \rightarrow V_{RESAL} = 0$$

**VII.3 calcul de l'effort tranchant réduit :**

L'effort tranchant réduit de calcul ainsi :

$$V_{réduit} = V_{ext} - V_p + V_{RESAL}$$

Dans notre cas :

$$V_{réduit} = V_{ext} - V_p$$

$V_{ext}$  : effort tranchant dû au chargement extérieur.

$V_p$  : effort tranchant dû à l'effet de précontrainte.

$V_{RESAL}$  : Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL).

**VII.4 Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_{Réduit}}{Z b_n}$$

$V_{Réduit}$  : effort tranchant calculé ci-dessus

$Z$  : bras de levier  $Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right).h$

$$\rho = 0.6858$$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$\rho$  : rendement de la section

$b_n$  : épaisseur nette de l'âme ;  $b_n = 2.(b_{âme} - \phi_{gaine})$

**VII.5 Vérification des contraintes de cisaillement :**

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée précédemment soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible (**Selon le BPEL91**) :

$$\tau \leq \min(\overline{\tau}_1, \overline{\tau}_2)$$

Avec :

Dans les cas général ou la précontrainte verticale est absente ( $\sigma_t=0$ ) on utilise les formules simplifiées suivantes (SETRA) [7] :

$$\overline{\tau}_1 = 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \overline{\sigma}_x \right)$$

$$\overline{\tau}_2 = \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

Avec :

$\sigma_x$ : Contrainte normale au niveau de la section de calcul  $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale. En l'absence d'armatures transversales de précontrainte :  $\sigma_t = 0$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = 40 \text{MPa} \\ f_{tj} = 3 \text{MPa} \end{array} \right.$$

**Les calculs sont répertoriés dans le tableau suivant :**

Travée de rive :

Tableau VII.1 Vérifications des contraintes de cisaillement de la travée de rive

Voussoirs	nbre cable/ v	$\alpha$ (rad)	V ext(t)	Vp(t)	Vréduit (Mpa)	$\sigma_x$	$\tau_1$ (mpa)	$\tau_2$ (Mpa)	$\tau$ (Mpa)	condition
V1	7	0.231	1335.911	1790.48899	-4.545	4.688	7.350	8.826	-1.834	vérifier
V2	5	0.445	1245.594	2725.14275	-14.795	3.795	6.636	8.341	-5.970	vérifier
V3	4	0.31	1034.857	1476.84987	-4.419	2.902	5.921	7.778	-1.783	vérifier
V4	4	0.363	884.395	1322.31916	-4.379	2.232	5.385	7.303	-1.767	vérifier
V5	3	0.325	733.8025	951.284735	-2.174	1.786	5.028	6.962	-0.87	vérifier
V6	3	0.325	583.2756	594.552959	-0.112	1.116	4.492	6.413	-0.045	vérifier
V7	3	0.378	432.7486	412.316513	0.204	0.669	4.1357	6.022	0.082	vérifier
V8	2	0.458	282.2216	329.31713	-0.470	0.446	3.957	5.820	-0.190	vérifier
V9	1	0.461	131.6949	165.659882	-0.339	0.223	3.778	5.612	-0.137	vérifier
V10	1	0.461	18.8324	82.8299411	-0.639	0.111	3.689	5.506	-0.258	vérifier

Travée intermédiaire

Tableau VII.2 : Vérifications des contraintes de cisaillement de la travée intermédiaire.

voussoirs	nbre câble/v	$\alpha$ (rad)	$V_{ext}(t)$	$V_p(t)$	$V_{réduit}$ (Mpa)	$\sigma_x$	$\tau_1$ (Mpa)	$\tau_2$ (Mpa)	$\tau$ (Mpa)	condition
V1	7	0.231	1492.863	1790.488	-2.97625993	4.688	7.350	8.826	-1.2010	vérifier
V2	5	0.445	1349.336	2725.142	-12.3227975	3.795	6.636	8.341	-4.972	vérifier
V3	4	0.31	1191.809	1476.847	-1.27513871	2.902	5.921	7.778	-0.514	vérifier
V4	4	0.363	1041.282	1322.319	-1.30510165	2.232	5.385	7.303	-0.526	vérifier
V5	3	0.325	890.7551	951.2847	0.89997265	1.786	5.028	6.962	0.36319	vérifier
V6	3	0.325	740.2281	594.5529	2.96202141	1.116	4.492	6.4133	1.195	vérifier
V7	3	0.378	589.7011	412.3165	3.27911587	0.669	4.135	6.022	1.323	vérifier
V8	2	0.458	439.1742	329.317	2.6038397	0.446	3.957	5.820	1.050	vérifier
V9	1	0.461	288.6472	165.6598	2.73514318	0.223	3.778	5.612	1.103	vérifier
V10	1	0.461	138.1202	82.82994	2.05817259	0.111	3.689	5.506	0.830	vérifier

Remarque :

Dans le tableau VII .2 et le tableau VII.1,  $\tau$  est parfois négatif parce que les efforts tranchants dues à la précontrainte sont plus importants que les efforts tranchants dues aux charges et surcharges et pas d'effet Resal pour équilibrer.

Chapitre VIII :  
Les équipements du tablier

**VIII.1 Introduction :**

Les équipements de pont sont considérés comme étant des éléments secondaires, pourtant sans ces éléments-là, le bon fonctionnement et la durabilité de cet ouvrage sera quasiment limité après mise en service, ces éléments secondaires sont :

- Les appareils d'appuis.
- Les joints de dilatation de chaussée.
- Dispositifs de retenues (glissières et barrière de sécurité).
- Les corniches.
- Système d'évacuation des eaux.
- Revêtement du tablier.

**V.III.2 les appareils d'appuis :**

Les appareils d'appuis des ponts jouent un rôle de trait d'union entre le tablier et les piles, ces éléments ont plusieurs fonctions :

- Permettre des mouvements de rotation ou de translation
- D'absorber par la rotation et distorsion les déformations et translation de la structure.

**VIII.2.1 Choix et dimensionnement des appareils d'appuis :**

Le choix le plus judicieux pour cet ouvrage est un appareil d'appui en élastomère fretté car c'est le type d'appareils le plus utilisé dans les ouvrages en béton armé grâce aux avantages qu'il présente :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- permettant de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- n'exigeant aucun entretien.
- coût relativement modéré.

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

**Présentation des matériaux constituant l'appareil en élastomère :****1. élastomère :**

Les élastomères, comme les matières [plastiques](#), font partie de la famille des [polymères](#). Le terme « élastomère » est utilisé aujourd'hui pour désigner d'une façon générale tous les caoutchoucs, c'est-à-dire les substances macromoléculaires, naturelles ou synthétiques, possédant l'[élasticité](#) caoutchouteuse. Il a pour caractéristique mécanique de supporter de très grande déformation avant rupture.

**2. Les frettes :**

Les frettes doivent être en acier doux de qualité. Dans le cas d'appareils d'appuis courants, les frettes sont solidarisées aux néoprènes par vulcanisation.



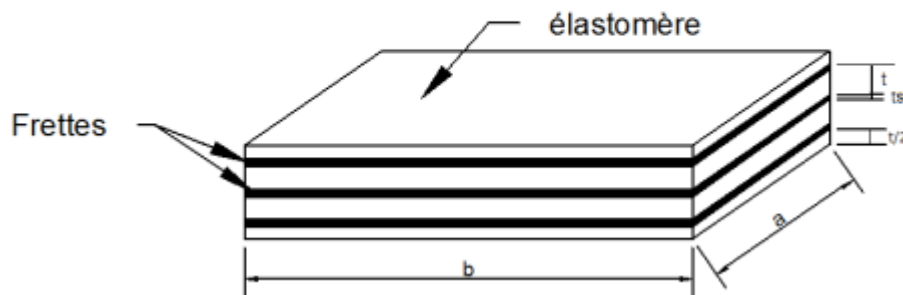


Figure VIII .1: appareils d'appuis en élastomère frettés.

Conformément au guide **SETRA [7]**, quatre types de vérification aux états limites ultimes doivent être faites pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui serait limitée.
- L'épaisseur des frettes devrait être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui devrait être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure devraient être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et l'effet indirect dû aux déformations de l'appui).

#### Dimensionnements de l'appareil d'appuis :

La réaction maximale enregistrée par le logiciel CSI BRIDGE 2016 due aux charges et aux surcharges sous la combinaison à l'ELS :  $G+1.2(AI+St)$  est de  $R_{max} = 3972.42 \text{ t}$ .

Avec :

- $G = 0.8 \text{ Mpa}$  : Le module de déformation transversale pour les ponts routes.
- L'aire  $a \times b$  de l'appareil d'appui doit être telle que on considère que,  $a=b$ .
- $T$  : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes :  $T = n \times t$ .
- $n$  : est le nombre de feuillets élémentaires.
- $t$  : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- $\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$  Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

Le dimensionnement des appareils d'appuis se fera sous  $R_{max}$  en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R_{max}}{a.b} \quad \text{Avec condition} \quad 2 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_m \leq 15 \text{ Mpa}$$

$R_{max}$  : réaction maximale des piles du pont

$a.b$  : air de l'appareil d'appui

$\sigma_m$  : contrainte moyenne de compression due à l'effort  $R_{max}$

Le nombre d'appui est fixé à quatre appuis par pile

$$R_{\text{appui}} = \frac{R_{\text{max}}}{4} = \frac{3972.42}{4} = 993.105 \text{ t.}$$

**Air d'un seul appui :**

$$a \times b = \frac{9.931}{15} = 0.662$$

$$a = b \geq 813 \text{ mm}$$

$$a = b = 900 \text{ mm}$$

**Hauteur de l'appui :**

La condition suivante de non flambement suivante est à respecter :

$$\frac{a}{10} \leq h \leq \frac{a}{5} \rightarrow 90\text{mm} \leq h \leq 180\text{mm} \rightarrow h = 150 \text{ mm}$$

**VIII.2.2 évaluations des déformations des appareils d'appuis :**

**1. Déformation de l'appareil d'appui due au retrait :**

$$\Delta r = \epsilon_r \cdot \frac{L}{4} \rightarrow 2.10^{-4} \times \frac{200}{4} = 0.01 \text{ m}$$

L : Longueur total du pont.

$\epsilon_{rt}$  : est le retrait total du béton. ( $2 \times 10^{-4}$  en climat humide selon BPEL).

**2. Déformations des appuis dues aux variations de température :**

$$\Delta T = \epsilon_T \times \frac{L}{4} = 2.10^{-4} \times \frac{200}{4} = 0.01\text{m} \quad (\text{courte durée})$$

$$\Delta T = \epsilon_T \times \frac{L}{4} = 3.10^{-4} \times \frac{200}{4} = 0.015 \quad (\text{longue durée})$$

**3. Déformation due au fluage pour chaque appui :**

Les raccourcissements dus au fluage du béton sont en fonction des contraintes normales appliquées pour première approximation.

$$\frac{\Delta f_l}{L/4} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$K_{fl}$  : coefficient de fluage à  $t=0$  variant de  $2 \times 10^{-4}$  à  $3 \times 10^{-4}$

$$\Delta_{fl} = K_{fl} \times \frac{L}{4} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{200}{4} = 0.015$$

Ce qui donne la déformation totale est de

$$\Delta_{\text{tot}} = \Delta_r + \Delta_T + \Delta_{fl}$$

- Pour t : courte durée :  $\Delta_{\text{tot}} = 0.01 + 0.01 + 0.015 = 0.035$
- Pour t : longue durée :  $\Delta_{\text{tot}} = 0.01 + 0.015 + 0.015 = 0.04$

**VIII.2.3 Verifications des contraintes :****Les contraintes de cisaillements :****1. Contraintes de cisaillement dues à l'effort normal :**

On doit vérifier l'inéquation suivante :

$$\tau_{N \max} = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq \tau_N = 3G$$

$$\sigma_m = \frac{9931000}{900 \times 900} = 12.26 \text{ Mpa}$$

$$\beta = \frac{axb}{2xhx(a+b)} = \frac{900 \times 900}{2 \times 15 \times (1800)} = \frac{810000}{540000} = 1.5$$

Avec  $G = 0.8 \text{ Mpa}$

$$\tau_N = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{N \max} = \frac{1.5 \times 12.26}{1.5} = 1.226 \text{ Mpa}$$

$$1.226 \leq 2.4 \text{ Mpa}$$

Condition de l'effort normal vérifiée

**2. Contrainte de l'effort de cisaillement à l'horizontal :**

$$\tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 1.3.G$$

- **Effort statique  $\tau_{H1}$  :**

$$G = 0.8 \text{ Mpa}$$

$U1 = 0.045$  calculé précédemment dans les déformations

$t$  : épaisseur d'une d'élastomère

$$\tau_{H1} = \frac{G \times \mu_1}{t} = \frac{0.8 \times 0.04}{0.15} = 0.213$$

- **Effort dynamique  $\tau_{H2}$**

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 \times H_2}{axb}$$

D'après le **RCPR**, un seul camion est supposé freiner.

$$F_{bc} = 30 \times bc = 30 \times 1.068 = 32.04 \text{ t} \rightarrow H_2 = F_{bc}/2 = 32.04/2 = 16.02 \text{ t}$$

$$bc = 1.068.$$

$$G = 1491.54 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 \times H_2}{axb} = \frac{0.5 \times 160200}{900 \times 900} = 0.098 \text{ Mpa}$$

$$\tau_H = 0.213 + 0.098 = 0.311$$

$$1,3.G = 1.04$$

$$\tau_H \leq 1,3G$$

condition vérifiée

### 3. Contraintes de cisaillement dus à la rotation :

La condition à vérifier est la suivante :

$$\tau_{\alpha T} \leq 1,5.G$$

avec :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \alpha_T$$

tel que

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad**.

$\alpha = 0.01$  rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \alpha_T = \frac{0.8}{2} \left(\frac{900}{150}\right)^2 (0.01 + 0.02) = 0.675 \text{ Mpa}$$

$$1,5G = 1.2 \text{ MPA}$$

1,5.G  $\geq$   $\tau_{\alpha T}$  condition  
vérifiée

La contrainte de cisaillement total dit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_{N \max} + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5.G$$

$$\tau = 1.226 + 0.311 + 0.675 = 2.212 \text{ Mpa}$$

$$5.G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPA}$$

$$5.G \geq \tau$$

Condition de cisaillement vérifiée

### VIII.2.4 Condition de non soulèvement :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{a}\right)^2 \left(\frac{\sigma_m}{G}\right)$$

$$\alpha_T \leq \frac{3}{15} \left(\frac{150}{900}\right)^2 \left(\frac{12.26}{0.8}\right) = 0.052 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0.03 \text{ rad}$$

$$\alpha_T \leq \alpha$$

Condition de non soulèvement satisfaite

### VIII.2.5 condition de non cheminement :

$\sigma_m = 12.26\text{MPa} \geq 2\text{MPa}$ . La condition de non cheminement vérifiée.

**VIII.2.6 condition de non glissement :**

La condition à a satisfaire est de :

$$H_{\max} \leq F \times N_{\min}$$

Avec :

f : coefficient de frottement  $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.149$

$N_{\min} = 931.1\text{Mpa}$

$F \times N_{\min} = 1387339 \text{ N}$

$H_{\max} = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) (a \times b) = (0.213 + 0.098)(900^2) = 251910\text{N}$

}  $1387339 \text{ N} \geq 251910 \text{ N}$   
**condition satisfaite**

**VIII.3 dimensionnement des frettes :**

$$t_s \geq \frac{a \sigma_m}{\beta \sigma_e}$$

$\sigma_{fe} = 235\text{Mpa}$

$$t_s \geq \frac{900 \cdot 12.26}{15 \cdot 235} = 3.15$$

$t_s = 4\text{mm}$ .

- 9 feuilles d'élastomère intermédiaire de 15 mm
- 2 feuilles d'élastomère de rive de 7.5mm
- 10 frettes intermédiaires de 4 mm

Ce qui fait que les dimensions de l'appareil d'appui est de :

$(a \times b \times e) = (900 \times 900 \times 190) \text{ (mm)}$ .

**VIII.4 Etude des dés d'appuis :**

Les dés d'appuis à pour rôle de portée l'appareil d'appui tout en d évité la fissuration sur le haut de la pile

**VIII.4.1 dimensionnement du dé d'appui :**

$A = B_x + 200 \quad 900 + 200 = 1,1\text{m}$ .

$B = B_y + 200 = 900 + 200 = 1,1 \text{ m}$ .

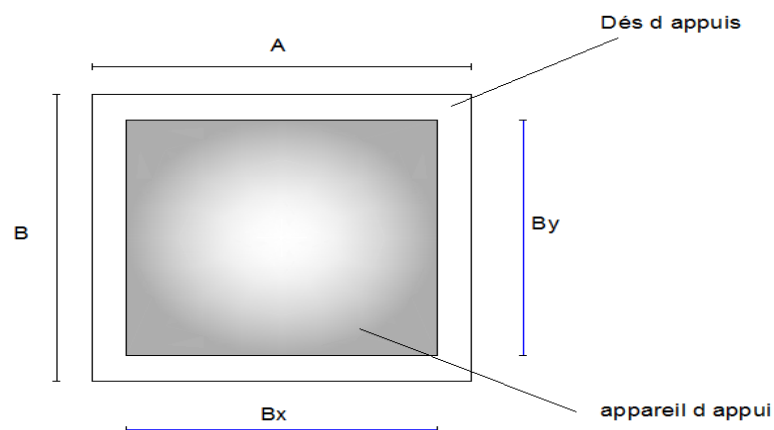


Figure VIII.2: vue de dessus d'un appareil d'appui posé sur son dés

$$B_0 = A \times B = 1100 \times 1100 = 1,21 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2(A+B) = 4.4 \text{ m}$$

$$h = \frac{2B_0}{P_0} \geq 0.55 \text{ m} \rightarrow h = 0.6 \text{ m}$$

**VIII.4.2 ferrailage des dés d'appuis :**

**1. Armatures de chainage Au :**

**Elles doivent reprendre 25% de l'effort des chargements localisés :**

**0.25 N<sub>max</sub>**

**N<sub>max</sub> :**

**N (ELU) : 1,35G+1,6(A(I)+ St) = 5321.41 t**

$$N_{\text{max}}/\text{appui} = \frac{5321.41}{4} = 1330.352 \text{ t}$$

**N<sub>Max</sub> (ELU) = 1330.352 t**

$$A_u = \frac{0.25 \cdot N_{\text{max}}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_\theta} = \frac{400}{1.1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{0,25 \cdot 1331.352 \cdot 10^4}{348} = 95,64 \text{ mm}^2 \rightarrow 20 \text{ HA } 25 = 98.18 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures de profondeur :**

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction des efforts de 0.125 N<sub>Max</sub> = 1330.352 t

$$A_u = \frac{0,125 \cdot N_{\text{max}}}{\sigma_s} = \frac{0,125 \cdot 1331,352 \cdot 10^4}{348} = 47.82 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ HA } 25 = 49.09 \text{ cm}^2.$$

**3. Les armatures de diffusions :**

**• Armatures de surface (frettes) :**

La reprise de ces armatures est 4% N<sub>max</sub> :

$$A_u = \frac{0,04 \cdot N_{\text{max}}}{\sigma_s} = \frac{0,04 \cdot 1331.352 \cdot 10^4}{348} = 15.30 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA } 16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

**• Ferrailage inferieur ou d'éclatement :**

Les frettes sont disposées à une hauteur Z tel que :

$$h \leq Z \leq \frac{h}{3}$$

La section doit être dimensionnée pour reprendre un effort de  $0,1 N_{\max}$  :

$$A_u = \frac{0,1N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0,1.1331,352.10^4}{348} = 38.25\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{8HA25 = 39.26 \text{ cm}^2}.$$

### **VIII.5 les joints de chaussées :**

Les joint de chaussée ont pour rôle de raccorder un tablier de pont au chaussées adjacentes ou de séparer la chaussée d'un seul pont en plusieurs travées de chaussées.

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage.



**FigureVIII.3 : joint de chaussée**

### **Le souffle :**

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes

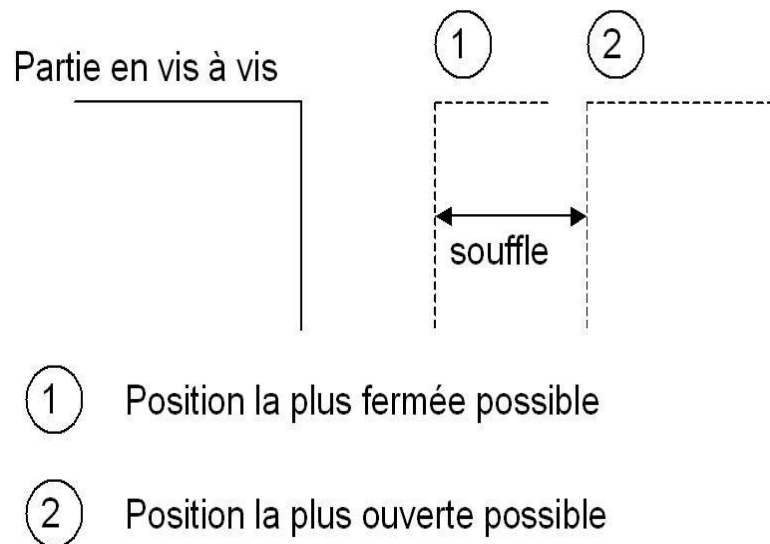


Figure VIII.4 : Définition du souffle

**Les composantes du souffle :**

**Pour le calcul du souffle 3 composantes sont à prendre en compte**

1.  **$W_D$  Le souffle due déformations différés (retrait, fluage)**
2.  **$W_T$  Le souffle thermique due aux variations de températures**
3.  **$W_s$  Le souffle sismique**

Ainsi le souffle total se calcul avec la relation suivante :

$$W = W_D + 0,4 W_T + W_s/3$$

- **Le souffle thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \Delta T \times \lambda$$

L : longueur total di tablier

$\Delta T$  : la variation de température

$\lambda$  : coefficient de dilatation thermique ( $10^{-5}$  cas des ouvrages en béton)

Avec :

$$\Delta T = 30^\circ : \Delta l = 3 \text{ cm}$$

$$\Delta T = -5^\circ : \Delta l = 0.5 \text{ cm}$$

- **Le retrait :**

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \lambda$$



Officiant de retrait  $\lambda = 3,5 \cdot 10^{-4}$

$\Delta l = 3.5 \text{ cm}$ .

- **Le fluage :**

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

$$\frac{\Delta l}{L/2} = K_{fl} \times \lambda$$

$K_{fl}$  : Coefficient du fluage à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_{best}$  de 2 à 3

$K_{fl} \text{ pris} : 3$

$\lambda : 10^{-4}$

$\Delta_{fl} = 3 \text{ cm}$

- **Le souffle sismique :**

Le déplacement du tablier du à l'effort sismique se calcul ainsi

$$x = \frac{F}{k} \quad \text{eq:VIII.1}$$

Avec

F : la force sismique

K : étant la rigidité des appareils d'appuis du tablier

X : le déplacement

**Calcul de la force sismique :**

Le calcul de la force sismique est donné par le **RPOA [2]**

$$F = S_{aeh} \times M$$

$S_{aeh}$  : est le spectre de réponse horizontal.

M : étant la masse de la partie supérieure des piles.

- **Calcul de la masse M**

$$M = M_{\text{tablier}} + \sum M_{1/2\text{pile}} = M_{\text{tablier}} + M_{1/2(\text{pile1} + \text{pile 2} + \text{pile3})}$$

$$M_{\text{Tablier}} = 5223.45 \text{ t}$$

$$M = 5223.45 + (427533 + 629.291 + 344.27) = \mathbf{6624.542t}$$

- Calcul des rigidités « K » :

**Pour les culées :**

Les culées sont considérées comme étant infiniment rigides pour cela seule la rigidité des appareils d'appuis sera calculée avec la relation suivante.

$$K = G \times \frac{A}{H} \quad \text{eq:VIII.2}$$

G : module de déformation transversale

A : air de l'appareil.

H : hauteur de l'appareil.

La rigidité de l appui est de

$$K = 80 \times \frac{0.9 \times 0.9}{0.19} = 341.05 \text{ t/m}$$

**Rigidité de la culée :**

Au niveau de la culée le tablier repose sur deux appareils d'appuis en élastomère frettés

$$K_{\text{culée}} = 2 \times 341.05 = 682.01 \text{ t/m}$$

$$K_{2\text{culées}} = 1364.2 \text{ t/m}$$

**Rigidité des piles :**

Les piles du pont sont doublement encastrés (au niveau des fondations et au niveau du tablier) ce qui donne que leurs rigidité se calcul avec la relation suivante :

$$K = \frac{12EI}{H^2}$$

Avec :

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

La résistance caractéristique du béton des piles  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ .

$$E = 33000 \text{ Mpa} = 33000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{L'inertie des poteaux : } I = \frac{bh^3}{12}$$

La hauteur des piles :

$$H_{p1} = 13,35 \text{ m} ; H_{p2} = 19.65 \text{ m} ; H_{p3} = 10.75 \text{ m}$$

$$K_{p1} = 1.765 \times 10^7 \text{ t/m.}$$

$$K_{p2} = 8.147 \times 10^6 \text{ t/m.}$$

$$K_{p3} = 2.722 \times 10^7 \text{ t/m.}$$

La rigidité totale des appuis

$$\Sigma K = \Sigma K_p + K_c = 5.301 \times 10^7 \text{ t/m.}$$

La période de l'ouvrage est de  $T=0.8 \text{ s}$

D'après le **RPOA [2]** (le tableau 3.3 du R.P.O.A) le  $T_1$  et  $T_2$  et le coefficient  $S$  en fonction de la Zone sismique et le site (zone IIa et site 3).

$$T_1 = 0,2 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$S = 1,2 ; \eta = 1 ; A = 0.20.$$

Le spectre de réponse RPOA [2]  $T_2 \leq T \leq 3s$ .

$$S_{aeh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \eta S (T_2/T).$$

$$S_{aeh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 3.92 \text{ m/s}^2$$

$$F = S_{aeh} \times M = 25968.20 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$X = \frac{F}{K} = 0.05 \text{ cm}$$

Donc le souffle totale est de :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_s/3 =$$

$$W = (3+3.5) + 0,4(3) + 0.05/3 = 7.716 \text{ cm}$$

$$W = 77.16 \text{ mm}$$

**Choix du joint de dilatation :**

**Le joint de chaussé sera choisi selon le souffle calculé, le catalogue CIPEC du constructeur FREYSSINET propose une large gamme en termes de dimensions**

Caractéristique du joint :

**Tableau.VIII.1: Tableau des joints de chaussée tirée du catalogue CIPEC de l'entreprise FREYSSINET**

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	Réservations			Fixations	
										E	L	F	P (kN)*	Nb**
<b>Wd60</b>	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
<b>Wd80</b>	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
<b>Wd110</b>	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
<b>Wd160</b>	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
<b>Wd230</b>	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

**Avec :**

Dimensions en mm. \* P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. \*\* Nb = Nombre de fixations par élément.(CIPEC ; FREYSSINET)

Après avoir calculé le souffle on a eu un déplacement de 77.16 mm ce qui fait que le joint choisit dans le catalogue est de dimension WD= 80 qui permet de déplacement de

$D_{\min} = 30 \text{ mm}$  et  $D_{\max} = 110 \text{ mm}$ .

**VIII.6 le revêtement du tablier :**

le béton qui compose le tablier est muni avec deux type de protection

**1. la couche d étanchéité :**

le béton est protéger avec une couche d'étanchéité afin de le protéger contre les infiltration de l'eau et évité le phénomène de carbonation du béton et corrosion des acier passifs en cas d éventuelles fissures.

La couche d'étanchéité se compose de :

- Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique.
- Etanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
- Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- Etanchéité par MHC (moyen haute cadence).

**2. La couche de roulement :**

La couche de roulement s'applique just au-dessus de la couche d'étanchéité elle est a base de béton bitumineux qui a une masse volumique de  $22 \text{ KN/m}^3$  qui à plusieurs fonction

- Adhérence au freinage des véhicules (sécurité).
- Confort pour les usagers (pas houle, confort acoustique).

**VIII.7 Dispositifs de retenues :**

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps

**1. La glissière :**

Est un dispositif de retenue souple qui a la propriété de se déformer lors d'un choc, disposé le long d'une route pour diminuer la gravité des accidents routiers notamment liés à une sortie de route.

En acier, elles sont placées :

- En bordure des accotements, pour éviter les sorties de route brutale
- En bordure des terre-pleins centraux, pour éviter les chocs avec les véhicules roulant en sens inverse.



FigureVIII.5 : Glissière métallique souple autoroutière

2. **Garde-corps :**

Est un dispositif de retenue pour piétons qui traversent le pont sur le trottoir n prévenant leurs chutes.

3. **La corniche :**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.



FigureVIII.6 : corniche en béton armé (bord en blanc).

#### 4. Système d'évacuation des eaux de pluie :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations.
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué de gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée. Elles recueillent l'eau de surface et l'évacue par des chéneaux vers les descentes d'eau situées au niveau des piles ou des culées, la chaussée est muni d'une pente inclinée de 2.5% pour que l'eau ruisselle vers les avaloirs.

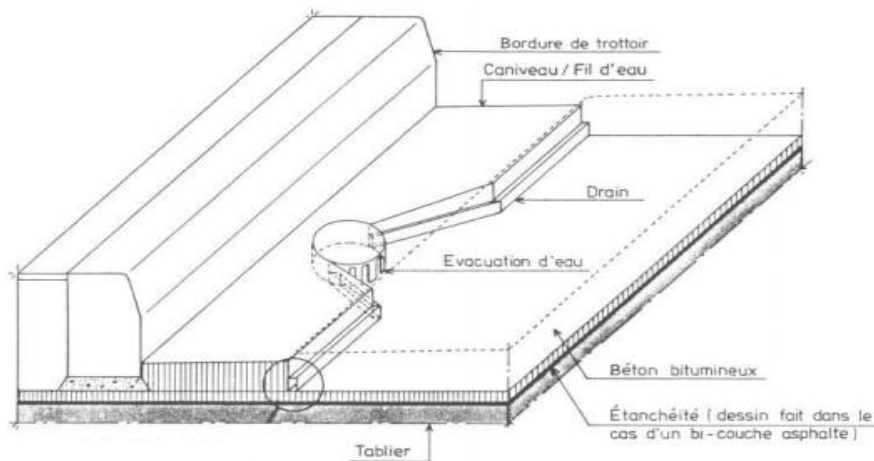


Figure VIII.7 : exemple d'un système de drainage.

### VIII.8 autres équipement de pont :

#### 1. La dalle de transition :

La dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur, il sert aussi à protéger le remblai, et il protège l'ouvrage en diminuant les sollicitations verticales induites par le trafic dans cette zone .

#### 2. L'éclairage :

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

**Chapitre IX :**  
**Etude de la pile**

**X.1 Introduction :**

Ce sont les éléments verticaux portant le tablier. Leur rôle est de transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations les différentes charges venant du tablier. Les appuis intermédiaires sont appelés piles, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.
- Les critères d'esthétique.

**X.2 Etude de la pile**

Les piles possèdent des caractéristiques géométriques et mécaniques, d'autres critères sont pris en compte lors de la conception qui est l'économie et l'esthétique.

Deux types de piles se distinguent les piles poteaux et les piles creuses qui sont vides à l'intérieur et qui se compose juste de parois externes en béton armés tel un noyau central.

Pour cet ouvrage comme la hauteur et les autres dimensions des piles sont assez importantes économiquement il est plus intéressant de choisir la deuxième variante car le coût du coffrage est moins élevé que le coût total du matériau.

La deuxième partie lors de l'étude des appuis du pont, ce sont les fondations puisque cette partie sert à transmettre tous les efforts (charges et surcharges) au sol.

**Implantation et cotes des piles :**

Tableau IX : Implantations des piles

Piles	1	2	3
Point kilométrique	46+960	47+020	47+080
Hauteur de la pile(m)	10.75	19.65	13.35

**X.2.1 pré-dimensionnement de la pile :**

Le pré-dimensionnement se fera sur l'épaisseur des voiles qui vont constituer la pile :

$$E = \max \left[ 0.5 ; \frac{4H + L}{100} ; 0.1 \text{ m} \right]$$

H : Hauteur de la pile H= 19,65 m .

L : portée de la travée centrale L= 60 m .

E=1.40 m

**Remarque :**

L'épaisseur de la pile choisit est celle choisit par l'entreprise E= 0.75



**X.2.2 ferrailage de la pile :**

La pile est soumise à une flexion composée, un effort de verticale et un effort horizontal ces deux efforts sont supposé appliqués au milieu de la pile.

La pile étudié est la pile N°02 car c'est la pile la plus élancée

**Combinaisons de charges :**

A l'ELS :  $V + G_{pile} + W + FF$

A l'ELU :  $1.35(V + G_{pile}) + 1.5(W + FF)$

A l'ELA :  $\left\{ \begin{array}{l} EX + G_p + V \\ EY + G_p + V \end{array} \right.$

Avec :

V : réaction du poids propre du tablier sur la pile la plus haute.

$G_{pile}$  : charge permanente de la pile (poids de la pile la plus haute)

W : force du vent estimé à  $0.2t/m^2$

FF : force de freinage du au chargement Bc la force de freinage est estimé à 30 t

$$V = 1491.54t.$$

$$G_{pile} = A \times H \times \gamma_{BA} = 13.25 \times 19.65 \times 2.5 = 648.375 t.$$

$$G + V = 2140 t$$

**La composante horizontale du séisme selon l'axe X « Ex » :**

Elle est estimée à 20 % du poids G calculé (**RPOA 2008**) [2]

$$Ex = 0.2 \times 2140t = 428 t$$

**La composante horizontal du séisme suivant l'axe Y « Ey » :**

Elle est estimée à 14% du poids calculé G (**RPOA2008**) [2]

$$Ey = 0.14 \times 2140 = 300 t$$

Les efforts sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 : effort du séisme

Combinaisons	ELS	ELU	ELA
N(t)	3310.895	4469.7025	3310.895
T(t)	54.37	81.55	420
M (t.m)	825	1237.5	8253

**Calcul de ferrailage :**

La pile est soumise à une flexion composée : effort de compression normal  $N$  et un moment de flexion  $M_y$  autour de l'axe (OX).

**Caractéristique du matériau :**

- Résistance à la compression du béton  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$
- Résistance à traction du béton :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$  .
- Limite élastique des aciers  $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Enrobage des armatures :  $C=C' = 5 \text{ cm}$
- Coefficient de fissuration :  $\mu = 1.6$
- Ouvertures des fissures à l'état limite de service :

$$\bar{\sigma}_{st} = 266.6 \text{ Mpa}$$

**1- Les armatures longitudinales :**

Utilisant les abaques de whalter pour le dimensionnement de la section creuse en Béton Armé

$$N = 3310.895 \text{ t}$$

$$M_y = 8253 \text{ t.m}$$

**2- Calcul des paramètres  $n$  et  $my$  :**

$$n = \frac{N}{b \times h \times \beta_w} = \frac{3310.895}{4.2 \times 6.1 \times 2.700} = 0.047$$

$$my = \frac{M_y}{b \times h^2 \times \beta_w} = 0.02$$

Le coefficient  $\omega$  est tiré de l'abaque de WHALTER.

$$\omega = 0.09$$

$$\omega = \frac{F_a f_e}{b \times h \times \beta_w} \quad \rightarrow \quad F_a = \frac{\omega \times b \times h \times \beta_w}{f_e} = \frac{0,09 \times 6,1 \times 4,2 \times 2,700}{400} \times 10^2$$

$$F_a = 1556,415 \text{ cm}^2.$$

Avec :

**n** : Effort intérieur relatif sans dimension.

**b** : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 4.2 m

**H** : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 6.1 m

**W** =  $\beta W_{28} = 27 \text{ MPa}$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.

**$\sigma$**  : Degré mécanique d'armature totale.

**Fa** : la section d'armature.

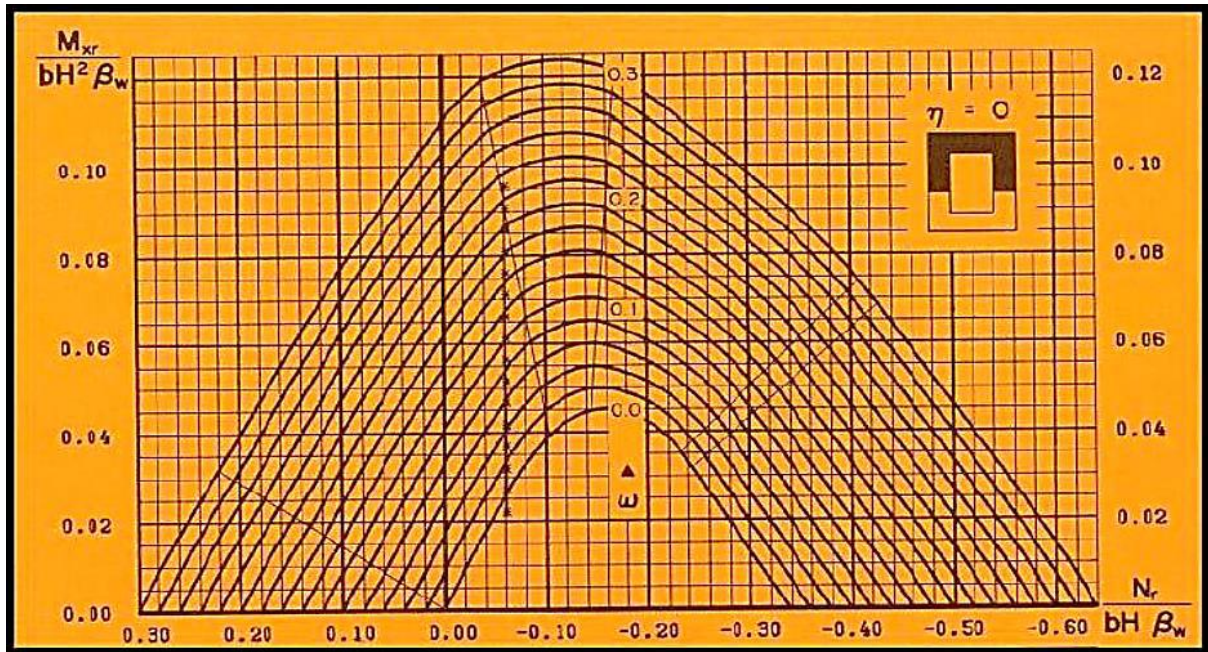


Figure IX.1 : abaque de WHALTER pour les sections creuses

$As_1 = 0,35 Fa = 554.74 \text{ cm}^2 \rightarrow As_1 = 69 \text{ HA } 32$

$As_2 = 0.15 Fa = 233.46 \text{ cm}^2 \rightarrow As_2 = 48 \text{ HA } 25$

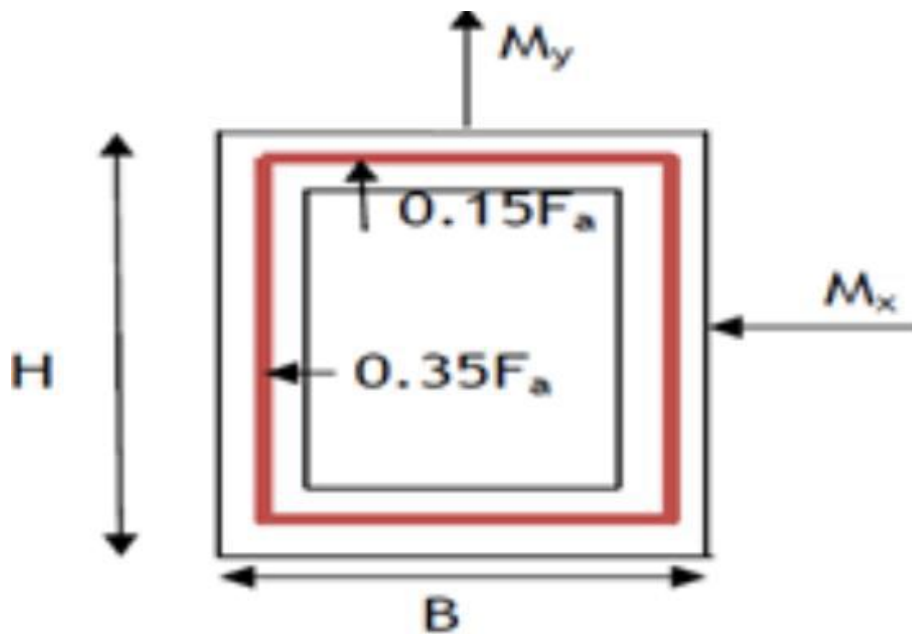


Figure IX.2 : Schéma de répartition des armatures sur la pile.

**Les armatures transversales :**

$$A_{st} = 0.05 \times h_p \times E = 0.05 \times 1965 \times 0.75 = 73,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 37\text{HA } 20$$

Espacement des armatures :  $s_t = \min [24 \phi_t ; 8 \phi_l ; 0.25 d ]$

$$s_t = \min [38.4 ; 25.6 ; 137]$$

$s_t = 25 \text{ cm}$  espacement pris est de **18 cm**.

**Section minimales des armatures de l'effort tranchant :**

Ce sont les armatures qui vont contrer l'effort tranchant

$$A_t \geq \frac{A_l \cdot f_{e1}}{16 \cdot f_{et}} \times \frac{s_t}{100} = \frac{1556,415 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{250}{16} = 243,1 \text{ cm}^2$$

Avec :

$s_t$  : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

$A_l$  : est la section totale des armatures longitudinales,

$f_{el}$  et  $f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

Ce qui donne  $A_t = 24\text{HA}32$ .

**X.2.3 Les vérifications :****1- vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e$$

Avec :

$$b=4.2 ; d = 0.9 \times H = 0.9 \times 6.1 = 5.49 \text{ m} ; f_{tj} = 2.22 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 549 \times 420 \times 0.0055 = 294.33 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

condition vérifiée

**2- Vérification au flambement :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

avec :

$$l_f = 2 \cdot H \cdot \sqrt{1 - \frac{2 \cdot P_{\text{pile}}}{\pi \cdot V}} = 2 \times 19.65 \cdot \sqrt{1 - \frac{2(648,375)}{\pi \times 1491,54}} = 33,42 \text{ m}$$

$V$  : réaction d'appuis de la pile la plus haute. (Donner par le logiciel)

$H$  : hauteur de la pile

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec :

Inertie du poteau  $I = 34 \text{ m}^4$

$S$  : aire de la section  $13.42 \text{ m}^2$

$$i = \sqrt{\frac{34}{13.42}} = 1.6$$

$$\lambda = \frac{33.42}{1.6} = 20.88 \leq 50 \quad \rightarrow$$

Condition vérifiée

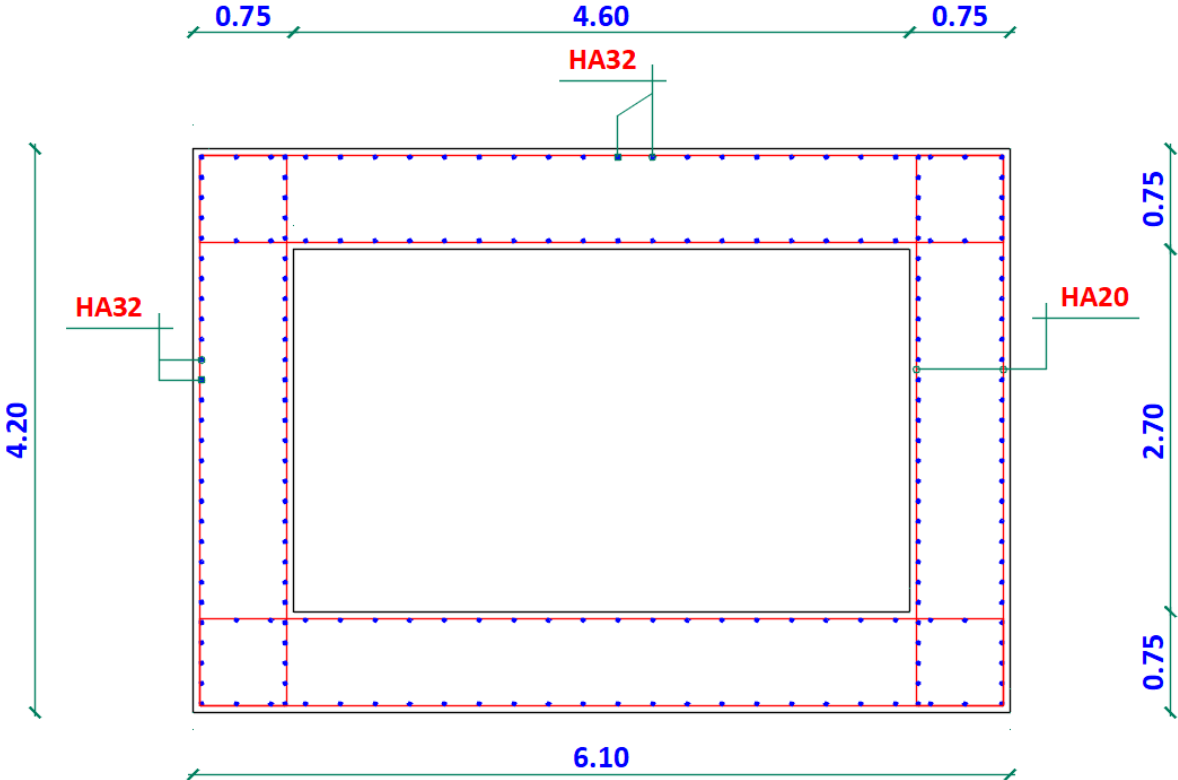


Figure IX.3 : Ferrailage de la pile

Chapitre X :  
Etude de la culée

### X.1 Introduction :

La culée est un élément principal dans un pont, elle sert comme appuie de rive et assure la continuité de la route entre le pont et le relief naturel

### X.2 Fonction de la culée :

- Elle se comporte comme mur de soutènement.
- Transmission des efforts au sol de fondation.
- Limitation des déplacements verticaux.

### Choix du type de culée :

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur front (remblai).
- Culée enterrée.

Dans cet ouvrage le choix de la culée s'est portée sur la culée à mur front.

Ainsi ce type de culée comporte les différents composants suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors des déplacements d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

### X.3 Eléments et pré-dimensionnement de la culée :

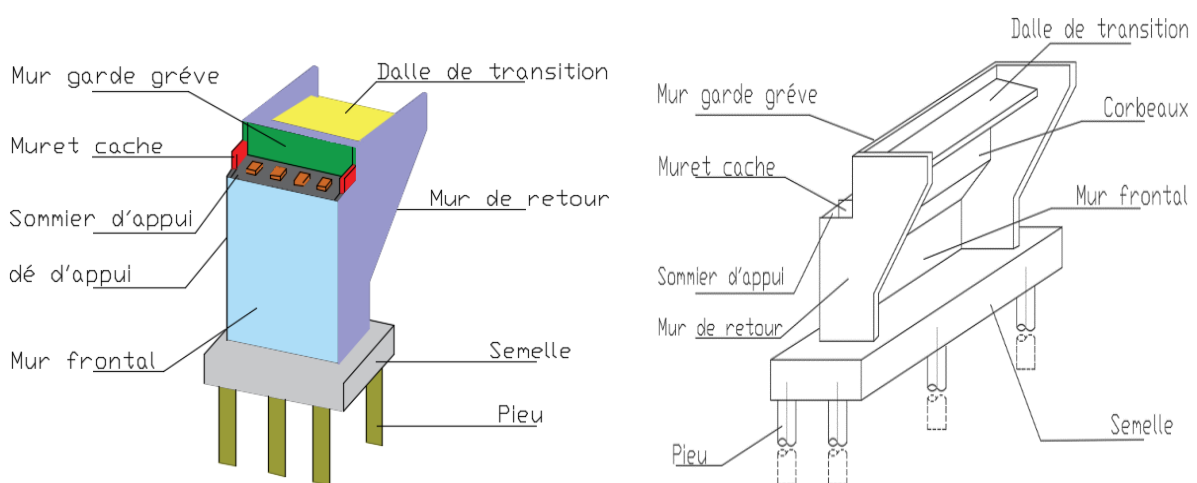


Figure X.1 : éléments de la culée



**Pré-dimensionnement des éléments de la culée :**

Le pré-dimensionnement s'appuie sur l'ouvrage de Jean Armand CALGARO [4] qui est projet construction des ponts « Généralités ; fondation ; appuis ; ouvrages courants »  
Ainsi que le guide du SETRA [7] .

**1- Mur garde grève :**

Hauteur du mur garde grève :

HGG= hauteur du voussoir+ hauteur du dé d appuie + hauteur de l'appareil d'appui

$$HGG= 3+0.15+0.6 =\mathbf{3.75\ m}$$

Epaisseur du mur garde grève :

$$E= \max (0.3 ; h/8) = \max (0.3 ; 0.467)$$

$$E= \mathbf{0.5m}$$

**2- Mur garde du front :**

Hauteur du mur front est de **3,5 m**

Epaisseur du mur front **E= 2 m**

La largeur du mur du mur est la largeur du **tablier 13.25 m.**

**3- Les murs Cache (petit murets latéraux)**

Hauteur des murs cache :

$$H_{mc}= H_{MGG} - H_{\text{Corniche}}$$

$$H_{MC}= 3.75 - 0.8$$

$$H_{mc} = 2.95\ m$$

Longueur du mur cache  $l= 2\ m$

Epaisseur du mur :  $e= 0.3\ m$

**4- Les murs retour :**

Hauteur du mur frontal = hauteur de la culée : **H<sub>mr</sub> = 7.27 m**

Epaisseur du mur :  $e= 0.45\ m$

La largeur du mur varie entre 6 et 8 mètres **L= 6.5 m**

**5- Le corbeau :**

Le corbeau à pour rôle de soutenir la dalle de transition il a une forme trapézoïdale, il a pour dimensions **1 m** pour la grande base **0.75 m** pour la petite base et **0.25m** de hauteur.

Largeur du corbeau :

$$L_c = L_{\text{pont}} - 2(\text{murs retour}) = 13.25 - 2(0.45)$$

$$L_c= \mathbf{12.35\ m.}$$

**6- La semelle :**

Épaisseur de la semelle est de  $h = 1.80\ m$

Longueur de la semelle  $l = 13.40\ m$

Largeur de la semelle  $L = 6.50\ m$

Tableau XI.1 : coefficients de poussé Kv et Kh

7- Dalle de transition :

L= Min [6m ; Max (4 ; 0.6h)]

H : hauteur du remblai = 6 m

L= Min [6m ; Max (4m, 6m)]

Longueur de la dalle de transition est **L=4 m**Epaisseur de la dalle de transition est de **e=0.30 m****X.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

La stabilité de la culée sera vérifiée dans des conditions normales ainsi que dans des conditions sismiques

**XI.4.1 calcul du coefficient de poussé :**➤ **Condition normal :**

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4}\right)$$

➤ **Conditions sismiques :**

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussé se calcul avec la formule cité dans le RPOA [2] qui est la formule **OKABE - MONONOBE**.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha) \cos(\beta)}} \right]^2} \quad \text{eq:X.1}$$

$\varphi$ : Angle de frottement interne (pour remblai  $\varphi=30^\circ$ ).

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ( $\beta = 0^\circ$ ).

$\theta$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale :  $\theta = \text{Arc tg}\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$ .

Avec :

$K_h = A$  (A= 0.2 pont important).

$K_v = 0.3 K_h$ .

**$K_H=0,2$**  : accélération du séisme dans le sens horizontal.

**$K_v=0.06$**  accélération du séisme dans le sens vertical.

Le coefficient de poussé se calcul dans les quatre cas :

- 1- Le cas1 normal sans séisme.
- 2- Cas 2 : cas de séisme (Horizontal + vertical vers le bas),  $K_h = 0.20$   $K_v = 0.06$
- 3- Cas 3 horizontal  $K_h = 0.20$
- 4- Cas 4 : (horizontal + verticale vers la haut)  $K_h = 0.2$  et  $K_v = -0.06$

Effort sismique horizontal :  $H_s = K_h \times P$

L'effort sismique vertical :  $V_s = (1+K_v) \times P$

Le tableau ci-dessous donne les différents cas :

Tableau XI.1 : coefficients de poussé Kv et Kh

Cas sismique	Kh	Kv	θ	Kah
Cas normal	0	0	0	0.33
Horizontal +vertical vers le bas	0.2	0.06	10.68	0.46
cas horizontal	0.2	0	11.31	0.47
Horizontal + verticale vers le haut	0.2	-0.06	12.01	0.48

Calcul dans le cas normal :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{4}\right) \rightarrow K_a = 0.33$$

δ : intensité q = 1t /m<sup>2</sup>, qui est majoré de 20 %.

P = q. S

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur ne largeur L

P = q x S

$$P = K_{ah} \times \frac{1}{2} K_a \gamma x H^2 \times L$$

Avec :

γ=1.8 t/m<sup>3</sup>, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O (qui représente la base de l'extrémité de la semelle).

Ms : désigne le moment stabilisant.

Mr : désigne le moment renversant.

Tableau X.2 : Calcul des moments et des efforts normaux

Sollicitation	P(t)	Kh x P (t)	(1+Kv)P ( t)	V(m)	H(m)	Moment renversant Mr(t.m)Mr=Fh*V	Moment stabilisant Ms(t.m)=Fv*H
Mur Garde Greve	(3.75x0.5x13.35)x2.5=57.89	0	57.89	7.175	4.65	0	269.1885
		11.57	61.3634	7.175	4.65	83.01475	285.33981
		11.57	57.89	7.175	4.65	83.01475	269.1885
		11.57	54.4166	7.175	4.65	83.01475	253.03719
Mur Frontale	(2x3.5x13.25).2,5=231.875	0	231.875	3.55	4.4	0	1020.25
		46.375	245.7875	3.55	4.4	164.63125	1081.465
		46.375	231.875	3.55	4.4	164.63125	1020.25
		46.375	217.96	3.55	4.4	164.63125	959.024
Mur Cache	(2,95x2x0.3)2,5=4,425	0	4.425	6.775	4.4	0	19.47
		0.885	4.6905	6.775	4.4	5.995875	20.6382
		0.885	4.425	6.775	4.4	5.995875	19.47
		0.885	4.1595	6.775	4.4	5.995875	18.3018
Mur Retour	(7.27x6.5x0.45)2.5=53.16	0	53.16	5.435	8.15	0	433.254
		10.632	56.3496	5.435	8.15	57.78492	459.24924
		10.632	53.16	5.435	8.15	57.78492	433.254
		10.632	49.79	5.435	8.15	57.78492	405.7885
	[(0.25 <sup>2</sup> /2+0.75x0.25)12,35]2.5=6.761	0	6.761	7.05	5.025	0	33.974025

Le corbeau		1.3522	7.16666	7.05	5.025	9.53301	36.0124665
		1.3522	6.761	7.05	5.025	9.53301	33.974025
		1.3522	6.35	7.05	5.025	9.53301	31.90875
Dalle de transition	$(4 \times 0.3 \times 13.25)2.5=39.75$	0	39.7	6.97	6.9	0	273.93
		7.94	42.082	6.97	6.9	55.3418	290.3658
		7.94	39.7	6.97	6.9	55.3418	273.93
		7.94	37.31	6.97	6.9	55.3418	257.439
Semelle	$(13.40 \times 1.8 \times 6.40)2.5=385.92$	0	385.92	0.9	3.2	0	1234.944
		77.184	409.0752	0.9	3.2	69.4656	1309.04064
		77.184	385.92	0.9	3.2	69.4656	1234.944
		77.184	362.76	0.9	3.2	69.4656	1160.832
poids des terres sur la semelle	$60.14 \times 6 \times 1.8=649.5$	0	649.5	3	6.9	0	4481.55
		130	688.47	3	6.9	390	4750.443
		130	649.5	3	6.9	390	4481.55
		130	610.5	3	6.9	390	4212.45
poids des terres sur la D.T	$13.25 \times 0.5 \times 4 \times 1.8=47.7$	0	47.7	6.97	6.9	0	329.13
		9.54	50.562	6.97	6.9	66.4938	348.8778
		9.54	47.7	6.97	6.9	66.4938	329.13
		9.54	44.83	6.97	6.9	66.4938	309.327
Poids des surcharges	$12.35 \times 4 \times 1.2=59.28$	0	59.28	9.07	5.5	0	326.04
		11.856	62.8368	9.07	5.5	107.53392	345.6024
		11.856	59.28	9.07	5.5	107.53392	326.04
		11.856	55.72	9.07	5.5	107.53392	306.46
poussé des terres (Mgg +mur frontal)	$0.5 \times 0.33 \times 7.27^2 \times 8.5 \times 1.8=133.43$	133.43	0	3.365		448.99195	/
	$0.5 \times 0.46 \times 7.27^2 \times 8.5 \times 1.8=133.44$	185.98	0	3.365		625.8227	/
	$0.5 \times 0.47 \times 7.27^2 \times 8.5 \times 1.8=190.03$	190.03	0	3.365		639.45095	/
	$0.5 \times 0.48 \times 7.27^2 \times 8.5 \times 1.8=194.08$	194.08	0	3.365		653.0792	/
poussé des terres (semelle)	$0.5 \times 0.33 \times 1.8^2 \times 13.4 \times 1.8=12.9$	12.9	0	0.9		11.61	/
	$0.5 \times 0.46 \times 1.8^2 \times 13.4 \times 1.8=17.97$	17.97	0	0.9		16.173	/
	$0.5 \times 0.47 \times 1.8^2 \times 13.4 \times 1.8=18.36$	18.36	0	0.9		16.524	/
	$0.5 \times 0.48 \times 1.8^2 \times 13.4 \times 1.8=18.75$	18.75	0	0.9		16.875	/
poussée des surcharges (MGG + Mfrontal)	$7.27 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.33$	38.15	0	5.435		207.34525	/
	$7.27 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.46$	53.17	0	5.435		288.97895	/
	$7.27 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.47$	54.33	0	5.435		295.28355	/
	$7.27 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.48$	55.48	0	5.435		301.5338	/
poussée des surcharges (semelles)	$2 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.33$	10.5	0	0.9		9.45	/
	$2 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.46$	14.63	0	0.9		13.167	/
	$2 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.47$	14.94	0	0.9		13.446	/
	$2 \times 13.25 \times 1.2 \times 0.48$	15.26	0	0.9		13.734	/
TOTAUX	cas 1	194.98	1536.211	/		994.89	7421.228325
	cas 2	525.9142	1628.38366	/		1163.482625	7825.821557
	cas3	530.6642	1536.211	/		1170.417225	7381.677525
	cas4	535.4242	1443.7961	/		1110.812675	6972.25724

Pour vérifier si la culée est stable les conditions suivantes seront calculées :

1- Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{MR} \geq 1 \quad \rightarrow \text{condition sismique}$$

$$\frac{M_s}{MR} \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{condition normal}$$

2- Stabilité au glissement :

$$\frac{F_v}{F_h} \cdot \text{tg}\varphi \geq 1 \quad \rightarrow \text{condition normal}$$

$$\frac{F_v}{F_h} \cdot \text{tg}\varphi \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{condition sismique}$$

**TableauX.3 : Résultats de calculs pour la stabilité de la culée**

Cas	Fh	FV	MR	Ms	Ms/MR	(Fv/Fh).tgφ
1	194.98	1536.211	994.89	7421.22833	7.459345581	4.569711663
2	525.9142	1628.3837	1150.544	7825.82156	6.801844655	1.795849106
3	530.6642	1536.211	1157.198	7381.67753	6.378923507	1.67903239
4	535.4242	1443.79	1097.312	6972.25724	6.353942397	1.563990197

**Conclusion :**

D'après la vérification la culée est parfaitement stable ainsi le dimensionnement de ses composantes lui permettent d'être dans les conditions normale et sans atteindre la condition sismique dans le renversement ou dans le glissement.

Chapitre XI :  
Etude sismique

## XI.1 Introduction :

L'étude sismique est une phase importante dans l'étude d'un ouvrage de génie civil surtout quand ce dernier se trouve dans une zone de sismicité importante comme la situation de notre ouvrage qui se trouve en zone II a, pour bien faire cette étude, le document technique qui est «le règlement parasismique algérien RPOA 2008» [2] a été utilisé pour satisfaire certains critères de calculs.

## XI.2 calcul des masses :

L'ouvrage est un pont routier sur un axe autoroutier à voie rapide donc 20 % des surcharges routières seront ajoutés à la masse du tablier (RPOA 4.2.2) [2].

$$M = M_{\text{tablier}} + 20 \% P_{\text{routières}}$$

$$P_{\text{routières}} : (A(l) + P_{\text{trottoir}}) \times 200 = 1780.4$$

$$M_{\text{tablier}} = 5223.53$$

$$M = 5223.53 + 0.2 \times 1780.4$$

$$M = 5579.53 \text{ t}$$

## XI.3 Analyse de la structure :

### XI.3.1 Caractéristique de l'ouvrage et du site d'implantation :

- Zone sismique II a (zone de sismicité moyenne)
- Classe du pont : le pont est classé dans la catégorie 2 pont importants
- Coefficient d'accélération de zone A :  $A = 0,2$ .
- Catégorie du sol : le sol est meuble classé catégorie S3.

### XI.3.2 Modèle d'analyse :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

### Analyse monomodal (mode fondamental) :

Pour utiliser cette méthode il faut satisfaire certaines conditions de manière simultanée :

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et cheville).

$$M \geq 70 \% M_s$$

$$M_{st} : \text{masse du tablier} + \text{masse (pile1+pile2+pile3)}$$

$$M_{st} = 5223.45 + (356.039 + 648.375 + 442.22)$$

$$M_{st} = 6686.084 \text{ t}$$

$$70\% M_{st} = 4680.2588 \text{ t}$$

$$M = 5579.53 \text{ t}$$

$$M \geq M_{st} \text{ condition vérifiée}$$

- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.  
 Dans ce cas le pont est parfaitement symétrique donc pas d'excentricité théorique  $e_0$   
 Donc la condition est satisfaite.

**XI.3.3 Calculs des efforts sismiques :**

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

La masse de la structure est concentré au niveau du tablier en tête qui est considéré comme infiniment rigide.

La masse du tablier est régit par la raideur des piles ainsi que des appareils d'appuis

Pour le calculs des trois composante du séisme il faut d abords calculer la période propre de la structure :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{eq:XI.1}$$

Avec :

M : masse de la structure

K : raideur de la structure (appuis, appareils d'appuis) raideurs des fondations étant négligé

- Calcul de la raideur de la structure :  
 **$K = n \text{ pile} \times K$**

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareil}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}} \quad \text{eq:XI.2}$$

Les culées sont considérer comme étant infiniment rigide  $\frac{1}{K_{\text{culée}}} = 0$

**Calcul de la raideur des appareils d'appuis :**

$$K_{\text{appareil}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e} \quad \text{eq:XI.3}$$

n : nombres d'appuis par pile :  **$n=4$**

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appuis  **$G= 1.2 \text{ Mpa}$**

a, b dimensions de l'appareil d'appui  **$a=b=900 \text{ mm}$**

e : épaisseur de l'élastomère de l'appareil.

9 feuilles intermédiaires de 15 mm }  
 2 feuilles de rive de 7.5mm }  **$e = 150 \text{ mm}$**



$$K_{\text{appareil}} = 4x \frac{1.2x900x900}{150} = 25920 \text{ N/mm} = 25.920 \text{ MN/m.}$$

### Calcul de la raideur des piles :

$$K = \frac{EI}{l^3}.$$

E= Module de déformation longitudinal du béton **E= 36000 Mpa**

I : moment d'inertie de la section de la pile **I=34m<sup>4</sup>**

L = hauteur du poteau

L1= 10.75 m

L2= 19.65 m

L3= 1335 m

$$K_{\text{pile1}} = \frac{36000x34.10^{12}}{10750^3} = 983922.8296 \text{ N/mm} = 984 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{pile2}} = \frac{36000x3410^{12}}{19650^3} = 1611052.6316 \text{ N/mm} = 161.2 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{pile3}} = \frac{36000x3410^{12}}{13350^3} = 362130.1775 \text{ N/mm} = 362.1 \text{ MN/m}$$

Raideur de la structure :

$$K = \frac{1}{\frac{1}{502.41} + \frac{1}{25.920}} = 25 \text{ MN/m}$$

K= 25x3 = 75 MN/m

Calcul de la période propre de la structure :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{5579.53x10^3}{75x10^6}} =$$

$$T = 1.71 \text{ s}$$

### XI.4 spectre élastique :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

#### XI.4.1 composante horizontal (3.2.1.1):

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Avec :**

g : accélération de la pesanteur ( **9.81m/s<sup>2</sup>**)

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. (T1=0.2 ; T2= 0.5)

A : est donné dans le tableau 3.1 (**A=0.2**)

η : Facteur de correction de l’amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1$

ξ : Facteur d’amortissement. (0.5 Béton Armé) 4.2.4.

S : Coefficient de site (s=1.2) .

La période propre de la structure T= 1.71 s’est :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ (s)}$$

$$0.2 \leq 1.71 \leq 3 \text{ (s)}$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5 \eta AgS(T_2/T) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 (0.5/1.71)$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 1.72 \text{ m/s}^2.$$

**XI.4.2 composante verticale (3.2.1) :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d’amortissement (ξ) de l’ouvrage par :

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$  pour les zones sismiques I, IIa et IIb et  $1,0$  pour la zone sismique III.

Donc :  $\alpha = 0.7$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( $T_1 = 0.2$  ;  $T_2 = 0.4$  ).

La période propre de la structure  $T = 1.71$  s est :

$$T_2 \leq T \leq 0.3 \quad (s)$$

$$0.2 \leq 1.71 \leq 0.3 \quad (s)$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5 \alpha A_g \eta (T_2/T) = 2.5 \times 0.7 \times 0.2 \times 9.81 \times 1 (0.4/1.71)$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 0.8 \text{ m/s}^2.$$

**XI.4.3 spectre de dimensionnement (3.2.2) :**

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement ( $q$ ) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5 \eta A_g S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta A_g S \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta A_g S \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Les périodes  $T_1$  et  $T_2$  sont les mêmes que les spectres horizontales

La période propre de la structure  $T = 1.71$  s est :

$$T_2 \leq T \leq 3 \quad (s)$$

$$0.2 \leq 1.71 \leq 3 \quad (s)$$

$$S_{ad}(T, \xi) = 2.5 \eta A_g S (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 (0.5/1.71)^{2/3}$$

$$S_{ad}(T, \xi) = 2.6 \text{ m/s}^2.$$

**XI.5 calcul de l'effet sismique horizontal :**

**XI.5.1 sens longitudinal :**

**XI.5.1.1 Calcul élastique (q=1)**

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

La force horizontale statique équivalente F est donnée par la formule suivante :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

- **Calcul de la force longitudinal global :**

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{global}} = M \cdot Sa_e^h = 5579.53 \times 10^3 \times 1.72 = 9596.8 \text{ KN}$$

- **Répartition des efforts longitudinaux :**  
**La force est calculée selon les raideurs des piles :**

$$F_{\text{longitudinal}} = \frac{K_i}{K} F_{\text{longitudinal}}^{\text{global}}$$

$$K_i = 25 \text{ MN/m}$$

$$K = 75 \text{ MN/m}$$

$$F_{\text{longitudinal}}^{\text{piles}} = \frac{25}{75} 9596.8 = 3198.93 \text{ KN.}$$

La force agissant sur les trois piles est de 3198.93 KN.

- **Déplacement du tablier avec sol comme référentiel :**

$$Ex_{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times Sa_e^h(T) = \frac{1.71^2}{4\pi^2} \times 1.72 = 0.127 \text{ m}$$

- **Déplacement des piles avec sol comme référentiel :**

$$Ex_{\text{piles}} = \frac{F^{\text{piles}}}{K_{\text{appui}}} = \frac{3198.93}{25} = 0.127 \text{ m}$$

Les déplacements des piles est les même pour toutes les piles

### **XI.5.1.2 Calcul en capacité $q \geq 1$ :**

- **Calcul de la force longitudinal global :**

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{global}} = M \cdot sad = 5579.53 \times 10^3 \times 2.6 = 14506.77 \text{ KN}$$

- **Répartition des efforts longitudinaux :**  
**La force est calculée selon les raideurs des piles :**

$$F_{\text{longitudinal}} = \frac{K_i}{K} F_{\text{longitudinal}}^{\text{global}}$$

$$K_i = 25 \text{ MN/m}$$

$$K = 75 \text{ MN/m}$$

$$F_{\text{longitudinal}}^{\text{piles}} = \frac{25}{75} 14506.77 = 4835.6 \text{ KN} .$$

La force agissant sur les trois piles est de 4835.6 KN.

- **Déplacement du tablier avec sol comme référentiel :**

$$E_{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S a e^h(T) = \frac{1.71^2}{4.\pi^2} \times 2.6 = 0.192 \text{ m}$$

- **Déplacement des piles avec sol comme référentiel :**

$$E_{\text{piles}} = \frac{F^{\text{piles}}}{K_{\text{appuis}}} = \frac{4835.6}{25} = 0.192 \text{ m}$$

Les déplacements des têtes de piles sont les mêmes.

### **XI.5.2 Dans le sens transversal :**

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} \geq 5 \rightarrow \frac{200}{13.25} = 15.09 \geq 5$$

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}}$$

$m_i$  : est la masse concentrée au  $i$ -ème point nodal ;

$u_i$  : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces

$f_i = m_i g$  agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

### **Masse des différents points nodaux :**

Masse des demi-piles :

$$M_{\text{pile1}} = 172 \text{ t}$$

$$M_{\text{pile2}} = 330 \text{ t}$$

$$M_{\text{pile3}} = 224 \text{ t}$$

Masses du tablier (1/2 pile + masse du ième point du tablier )

$$m_1 = m_5 = 227 \text{ t}$$

$$m_2 = 1528 \text{ t}$$

$$m_3 = 1686 \text{ t}$$

$$m_4 = 1580 \text{ t}$$

$u_i$  sont les déplacements absolu verticaux donnés par le RPOA 3.4.1 [2]

Pour S3 on a un déplacement verticale absolu  $u = 0.07m$

Absence de discontinuité tout au long de l'ouvrage donc tous les point nodaux on le même déplacement vertical absolu

$$u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = u_5 = 0.07m$$

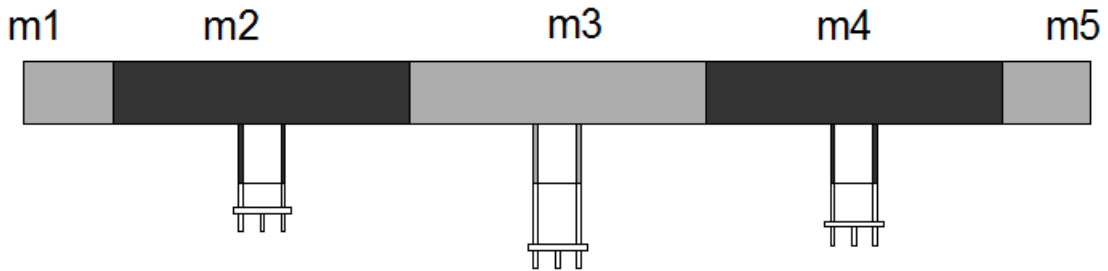


Figure XI.1 : discrétisation de la structure (points nodaux).

**Calcul de la période :**

TableauXI.1 : Valeurs pour le calcul de la période.

points nodaux	M <sub>i</sub>	U <sub>i</sub>	f <sub>i</sub> =m <sub>i</sub> .g	m <sub>i</sub> .u <sub>i</sub> <sup>2</sup>	F <sub>i</sub> .u <sub>i</sub>
m1, m5	227000	0.07	2226870	1112.3	155880.9
m2	1528000	0.07	14989680	7487.2	1049277.6
m3	1686000	0.07	16539660	8261.4	1157776.2
m4	1580000	0.07	15499800	7742	1084986
sommes				24602.9	3447920.7

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{24602.9}{3447920.7}} = 0.53 \text{ s}$$

**Calculs des efforts sismiques transversaux :**

**XI.5.2.1 Calculs élastique (q=1) :**

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales  $F_i$ , qui ont pour expression :

$$F_{iy} = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{s a e^h(T, \xi)}{g} \cdot u_i \cdot m_i = \frac{4 \times \pi^2}{0.53^2} \times \frac{1.72}{9.81} \cdot u_i \cdot m_i$$

$$F_{1y} = F_{5y} = 24,61 \cdot 0,07 \cdot 227000 = 391.052 \text{ KN}$$

$$F_{2y} = 24,61 \cdot 0,07 \cdot 1528000 = 2632.285 \text{ KN}$$

$$F_{3y} = 24,61 \cdot 0,07 \cdot 1686000 = 2904.472 \text{ KN}$$

$$F_{4y} = 24,61 \cdot 0,07 \cdot 1580000 = 272.186 \text{ KN}$$

**Calcul du déplacement :**

$$E_y = \frac{u_r}{\sum m_i \cdot u_i} M \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot \text{sae}^h(T, \xi) = \frac{0.07}{351470} \cdot 5021000 \cdot \left(\frac{0,53}{2\pi}\right)^2 \cdot 1.72$$

Le déplacement vertical est donc estimé :

$$E_y = 0.012 \text{ m.}$$

**XI.5.2.2 Calcul en capacité (q≥1)**

$$F_{iy} = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{\text{sad}(T, \xi)}{g} \cdot u_i \cdot m_i = \frac{4 \times \pi^2}{0,53^2} \times \frac{2.6}{9,81} \cdot u_i \cdot m_i$$

$$F_{1y} = F_{5y} = 37,21 \cdot 0,07 \cdot 227000 = 591.126 \text{ KN}$$

$$F_{2y} = 37,21 \cdot 0,07 \cdot 1528000 = 3979.03 \text{ KN}$$

$$F_{3y} = 37,21 \cdot 0,07 \cdot 1686000 = 4390.481 \text{ KN}$$

$$F_{4y} = 37,21 \cdot 0,07 \cdot 1580000 = 4114.448 \text{ KN}$$

**Calcul du déplacement :**

$$E_y = \frac{u_r}{\sum m_i \cdot u_i} M \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot \text{sad}(T, \xi) = \frac{0.07}{351470} \cdot 5021000 \cdot \left(\frac{0,53}{2\pi}\right)^2 \cdot 2.6 = 0.027$$

Le déplacement transversal est donc estimé :

$$E_y = 0.018 \text{ m.}$$

**XI.6 Effet du séisme vertical :****XI.6.1 Calcul de la période dans le sens vertical :**

Elle est estimée par la méthode Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot v_i}{\sum f_i \cdot v_i}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{18075,6}{2955360,6}} = 0.49 \text{ s}$$

$$F_{iy} = \left(\frac{4\pi}{T}\right)^2 \times \frac{\text{sae}^v(T, \xi)}{g} \cdot v_i \cdot m_i = F_{iy} = \left(\frac{4\pi}{0.49}\right)^2 \times \frac{0.8}{9.81} \cdot v_i \cdot m_i$$

$V_i$  : est le déplacement vertical absolu il est donné par le tableau 3.5 du RPOA [2].

T = période du déplacement vertical

$$F_{1y} = F_{5y} = 53,58 \cdot 0,06 \cdot 227000 = 729.768 \text{ KN}$$

$$F_{2y} = 53,58 \cdot 0,06 \cdot 1528000 = 4912.27$$

$$F_{3y} = 53,58 \cdot 0,06 \cdot 1686000 = 5420.220 \text{ KN}$$

$$F_{4y} = 53,58 \cdot 0,06 \cdot 1580000 = 5079.447 \text{ KN}$$

**XI.6.2 Calcul des déplacements verticaux :**

$$E_z = \frac{v_i}{\sum m_i \cdot v_i} M \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot s_{ae}^v(T, \xi) = \frac{0.06}{351470} \cdot 5021000 \cdot \left(\frac{0.49}{2\pi}\right)^2 \cdot 0.8 = 0.004 \text{ m}$$

le déplacement vertical est donc **0.004 m**.

**XI.7 Composantes des combinaisons des actions sismiques :**

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, du a l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estime, a partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \quad (\text{RPOA 4.3.2.5}) [2]$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Calcul des différentes combinaisons :

Avec :

$$E_x = 192 \text{ mm}$$

$$E_y = 18 \text{ mm}$$

$$E_z = 4 \text{ mm}$$

- Combinaison 1 :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 192 + 5.4 + 1.2 = \mathbf{198.6 \text{ mm}} \\ E = 192 - 5.4 - 1.2 = 185.4 \text{ mm} \\ E = 192 + 5.4 - 1.2 = 196.2 \text{ mm} \\ E = 192 - 5.4 + 1.2 = 187.8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Combinaison 2

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm E_z \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 18 + 57.6 + 1.2 = 76.8 \text{ mm} \\ E = 18 - 57.6 - 1.2 = -40.8 \text{ mm} \\ E = 18 - 57.6 + 1.2 = -38.4 \text{ mm} \\ E = 18 + 57.6 - 1.2 = 76.8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Combinaison 3

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 4 + 5.4 + 57.6 = 67 \text{ mm} \\ E = 4 - 5.4 - 57.6 = -59 \text{ mm} \\ E = 4 - 5.4 + 57.6 = 56.2 \text{ mm} \\ E = 4 + 5.4 - 57.6 = -48.2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Le déplacement maximum enregistré est donné par la combinaison 1

$$E_1 = 19,86 \text{ cm}$$



**Remarque :**

L'étude sismique est normalement faite avant le ferrailage des piles et des culées et le spectre sismique doit être modélisé avec un logiciel.

Le chapitre présent est rajouté pour un but purement instructif.

**Conclusion :**

La méthode spectrale monomodale est une méthode imposé par le règlement parasismique algérien afin de faire l'étude sismique d'un pont ainsi le plus important dans une étude sismique est de calculé les forces sismiques afin de les rajouté aux forces induites par les charges et surcharges et dimensionner piles et culées, ainsi que les déplacements de l'ouvrage dans une direction quelconque, les déplacements calculée sont utilisées dans le dimensionnements des joints de chaussée souffle sismique ainsi que le ferrailage des piles .

Conclusion  
Générale

### CONCLUSION GENERALE :

Notre projet a pour but de concevoir et étudier un pont qui permet de relier la Wilaya de Mostaganem et la Wilaya de Mascara, croise le CW45 au PK46+920.000 avec un biais de  $127.4^\circ$ . Il est prévu un PS sur l'autoroute pour rétablir le CW45 et de franchir l'autoroute Alger & Oran .

Pour cela, on a adapté à la stratégie suivante :

Premièrement, il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé trois qui sont :

Pont à poutre en béton précontrainte, Pont mixte, pont en a encorbellement successifs.

Après le passage par pré-dimensionnement des trois variantes et en basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variante choisie était celle du pont en a encorbellement successifs.

Deuxièmement, on a entamé l'étude détaillée de la variante choisie.

Notre étude peut être décomposée en deux parties :

La première s'agit de déterminer le nombre et la section des câbles de précontrainte qui assurent la résistance des sections béton choisies puis on vérifie les contraintes de compression et de traction de au sein des sections à différentes positions.

La deuxième étape présente l'étude des fondations de l'ouvrage où on pré dimensionne et on calcule les piles (fondations superficielles) et aussi les piles sous chaque fondation (fondations profondes).

On peut dire ici que la partie la plus délicate était celle qui concerne l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

A la fin de ce travail, on a pu acquies une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts en a encorbellement successifs mais elle reste toujours imparfaite et qui devra être complétée dans la vie professionnelle.

# Bibliographie

### Ouvrage :

- [1] Fascicule n° 6I titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971).
- [2] Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).
- [3] Document technique réglementaire DTR « Règlement parasismique Algérien RPA » (Edition 2003).
- [4] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000.
- [5] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 ».
- [6] Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs « Bulletin technique », Service d'étude technique des routes et autoroutes SETRA, 1972.
- [7] Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs « Guide de conception », Service d'étude technique des routes et autoroutes SETRA, Juin 2003.
- [8] Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension VIPP « guide de conception », Service d'étude technique des routes et autoroutes SETRA, Février 1996.
- [9] Le béton précontraint aux états limite : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 ».

### Cours :

- [10] Cours de béton armé.
- [11] Cours de Béton précontraint.
- [12] Cours technologie des ponts, Lucas de Nehou.
- [13] Cours des ouvrages d'arts, Institut De Formation Technique Supérieur IFTS.

### Thèses :

- [14] Conception et étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mlle SI LAKHAL Ouiza, Mlle: BRAIK Kristina; encadré par Mr : BENYAHY Karim (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. ( Promotion juin 2016/2017).
- [15] Conception et étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr: SAAD Ali encadré par Mr : BOUAFIA Youcef (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016/2017).

### **Sites :**

[WWW.freyssinet.fr](http://WWW.freyssinet.fr)

[www.CEREMA.fr](http://www.CEREMA.fr)

### **Logiciels :**

Autocad 2011 (conception plans)

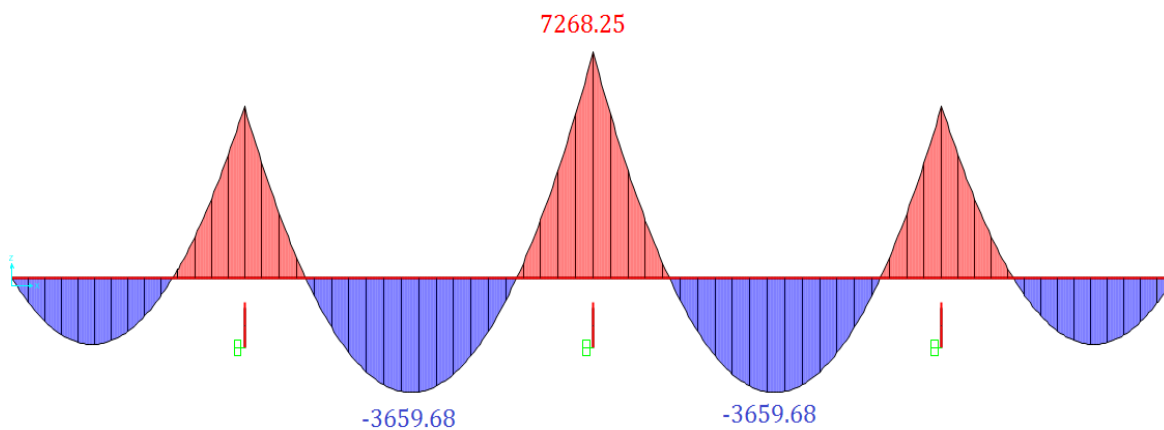
CSI BRIDGE 2016(modélisation)

Office package ( word, excel, power point)

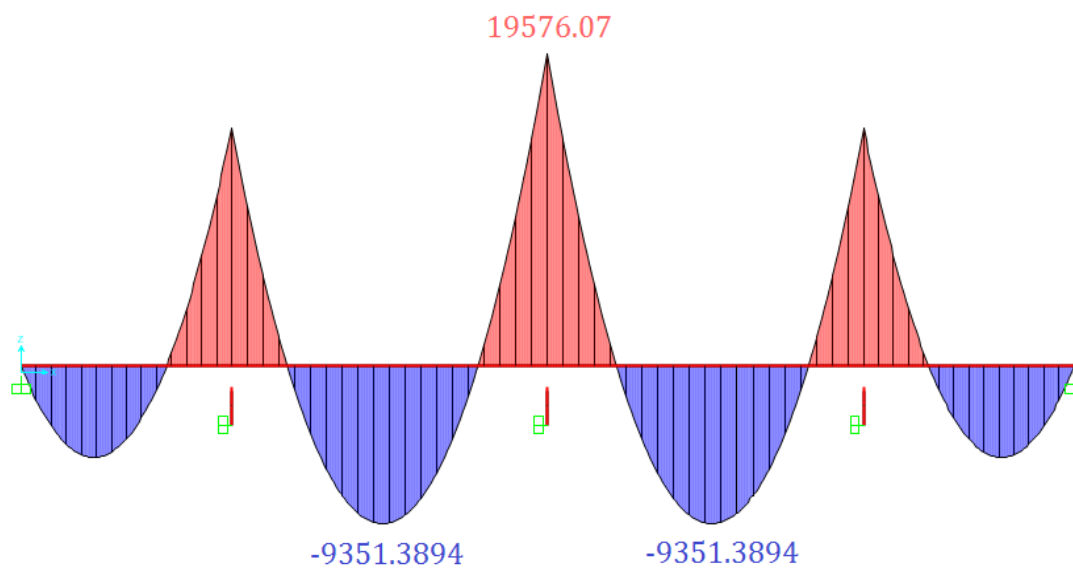
Paint (capture d'écran et traitement d'image plans....etc)

# Annexes

A) annexe des diagrammes des moments pour l'étude longitudinale du tablier (T.m).

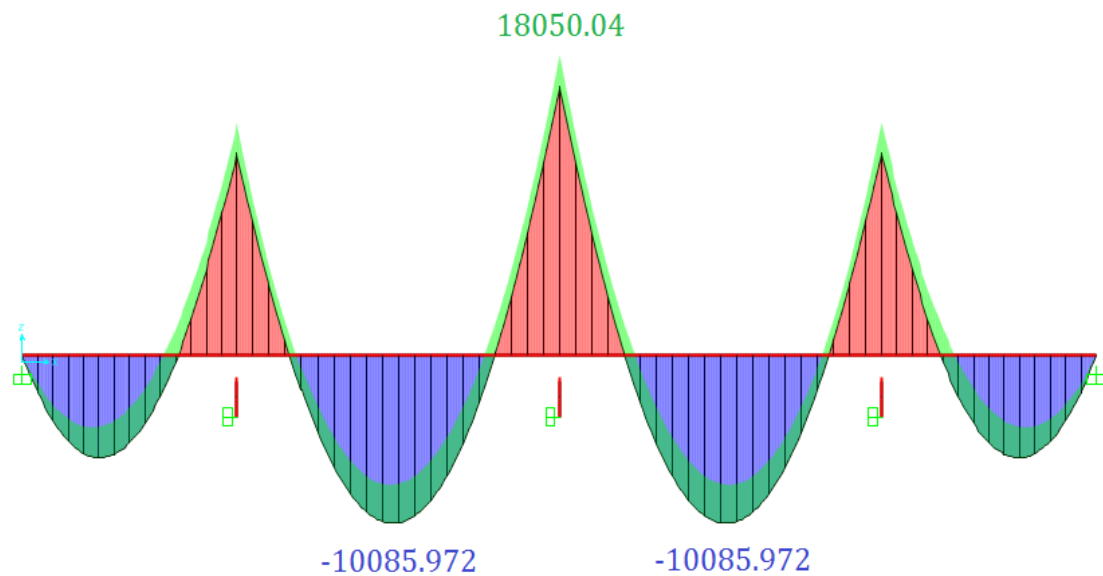


**Annexe A-1VI : Moment longitudinale poids propre du tablier G**

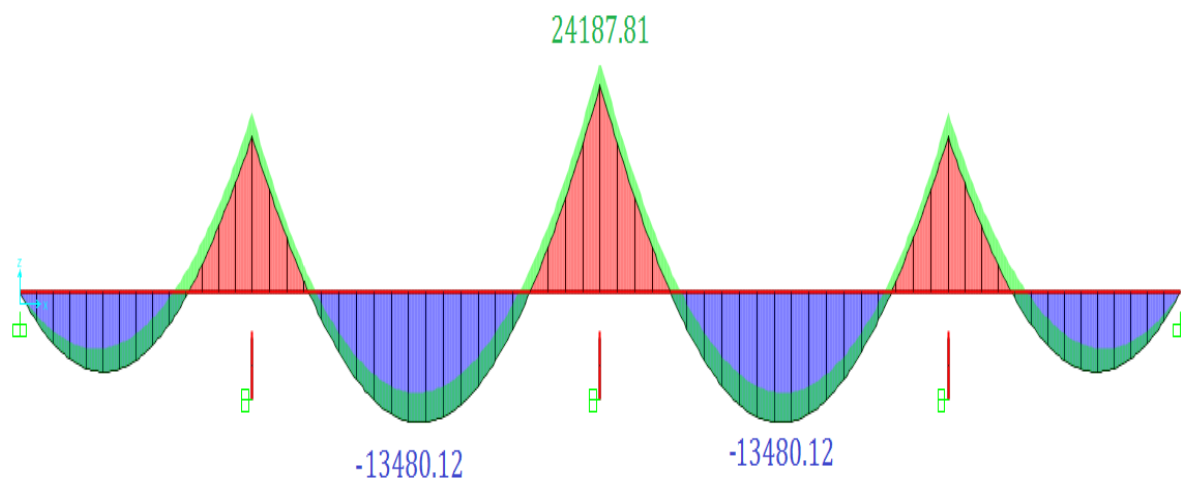


**Annexe A-2: Moment longitudinal sous ELS1 (G+1.2 (A(I) +St).**

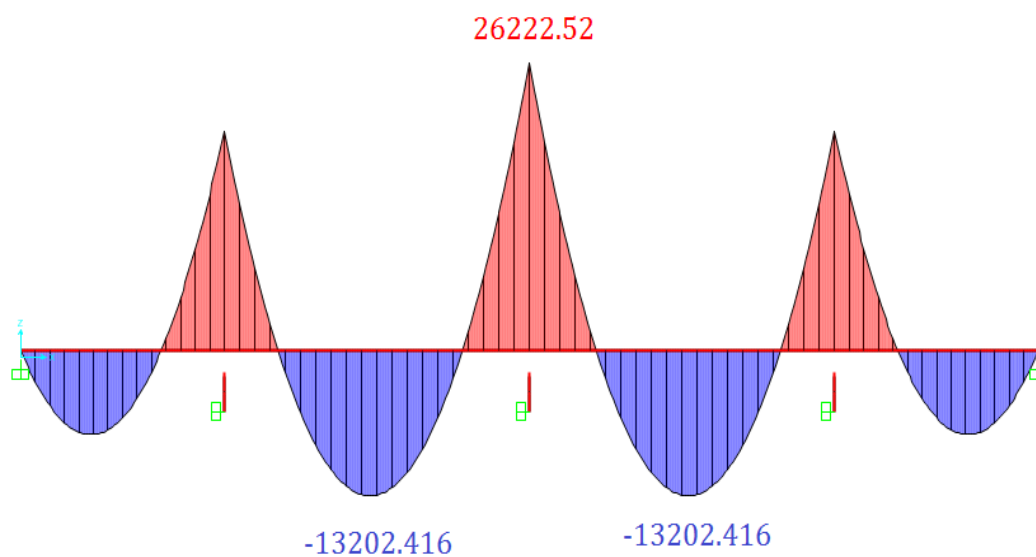




**Annexe A -3 : Moments longitudinales sous ELS 2 ( $G+1.2(Bc + St)$ ).**

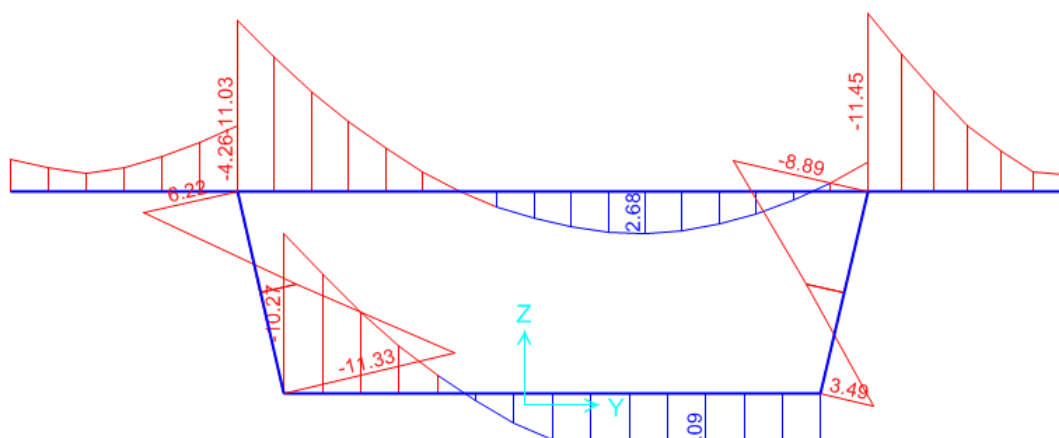


**Annexe A-4 longitudinale sous ELU 2 ( $1.35G+1.6(BC + St)$ ).**

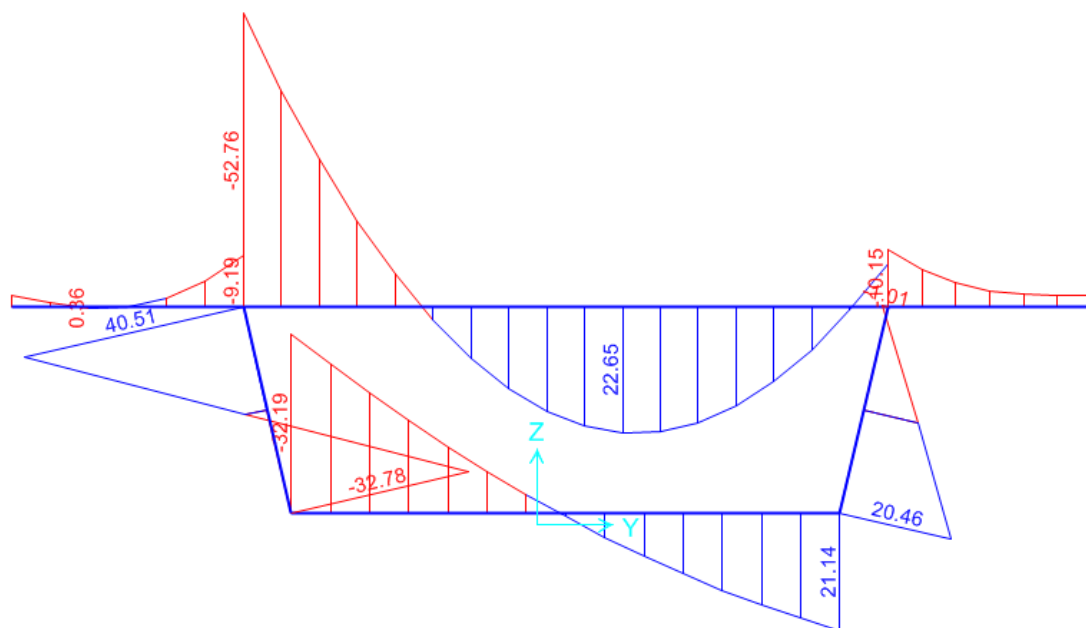


**Annexe A-5 : Moments longitudinal sous ELU1 (1.35G+1.6 (A(I) +St)**

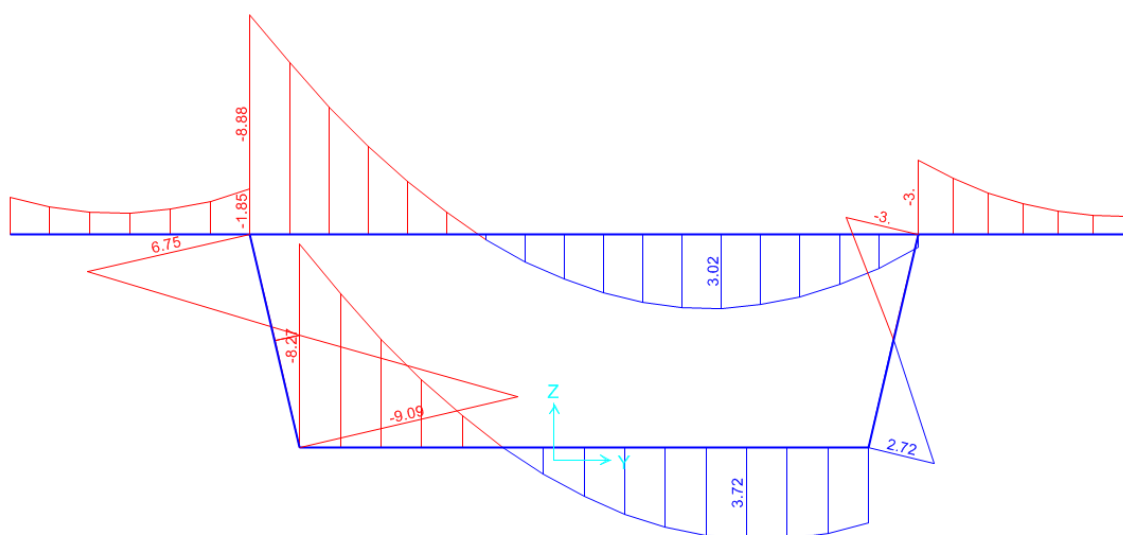
B) annexe des diagrammes des moments pour l'étude transversale du tablier (T.m).



**Annexe B-1: moments transversale sous ELU1**

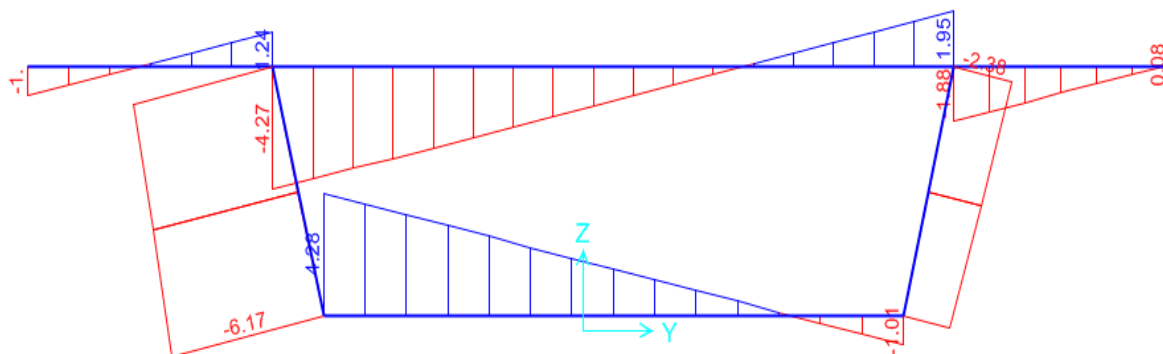


**Annexe B -2: moments transversales sous ELU2**

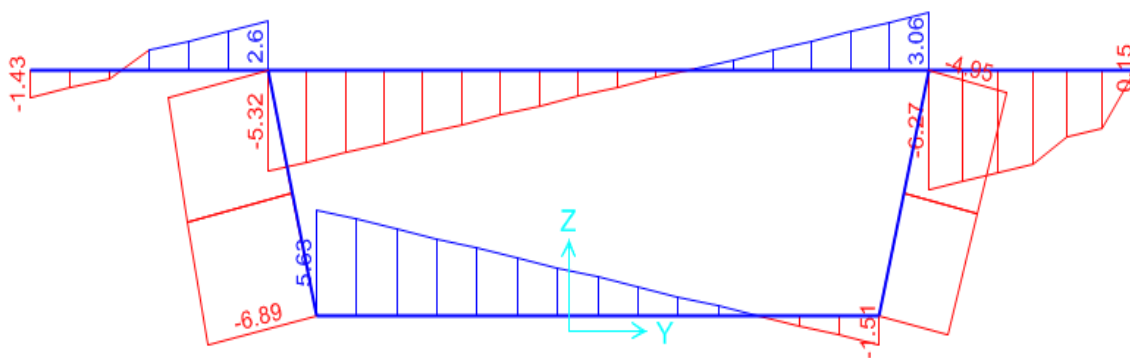


**Annexe B-2 Moments transversales sous G poids propre**

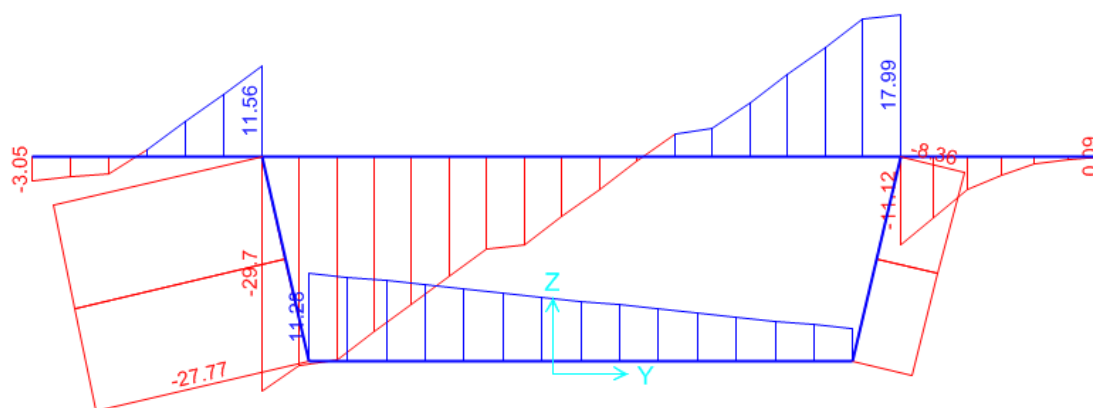
C) Diagrammes des efforts tranchant pour la section transversale



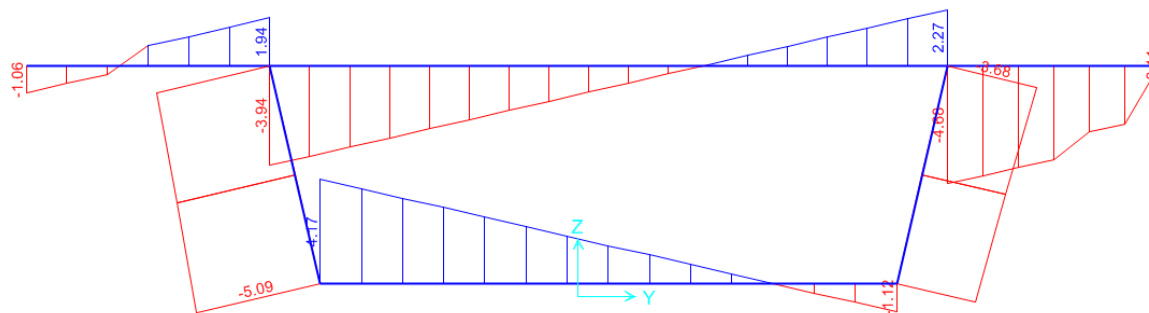
**Annexe C-1 : effort tranchant sous poids propre G**



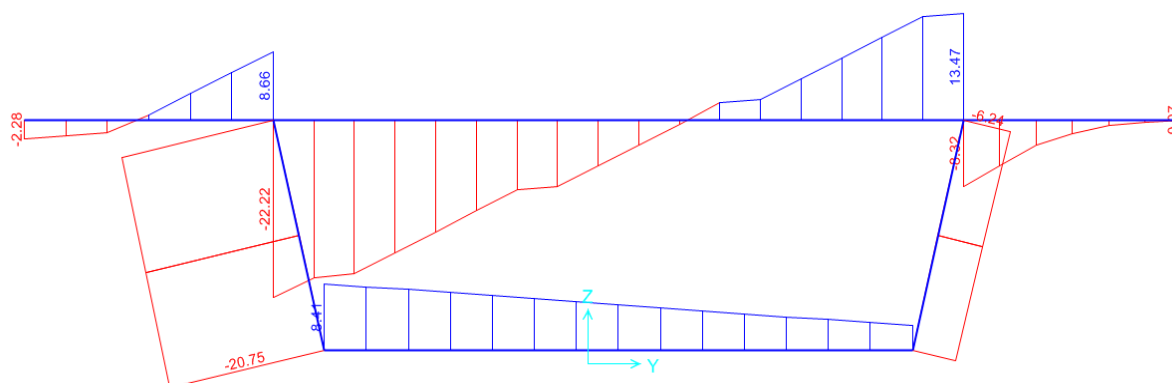
**Figure C-2: effort tranchant sous ELU1**



**Annexe C-3: effort tranchant sous ELU 2**

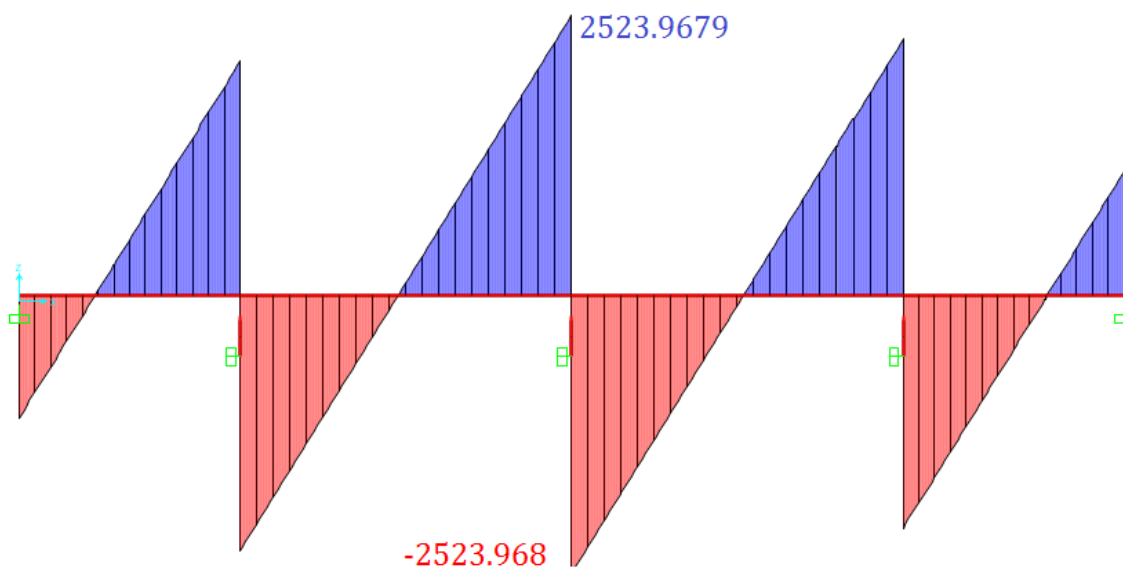


**Annexe C-4 Effort tranchant sous ELS1**

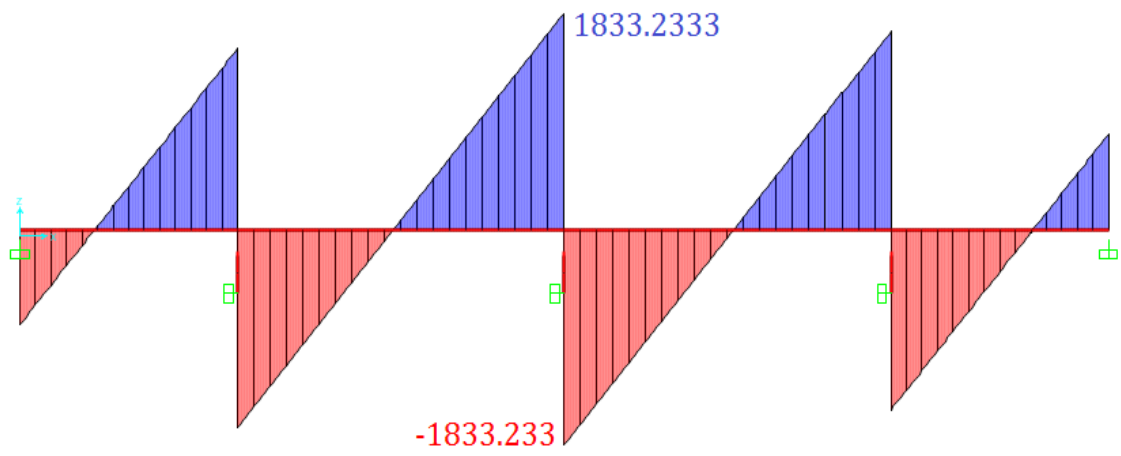


**Annexe C 5: effort tranchant sous ELS2**

**D) Diagrammes de l'effort tranchant pour la section longitudinale**



**Annexe D-1 Effort tranchant ELU1 (1.35G+1.6(A(I)+st))**



**Annexe D-2: Effort tranchant sous ELS G+1.2 (A(I)+St)**