

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC  
(30.01) SUR LA LIASON AUTOROUTIERE  
PORT DE TENES/AEO AU PK 30+314 WILAYA  
DE CHLEF**

Présenté par :

AIT SAADA Chaabane

ABDELLAH-MAHDJOUBI Adil

Encadré par :

Mr REDJAI Belkacem

Co-Enc: Mr BELAOURA Mebarek

Promotion 2019 / 2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## REMERCIEMENTS

Je commence tout d'abord par remercier Allah, le Tout Puissant, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.



Je remercie également ma famille, notamment mes parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que je puisse surpasser toutes les obstacles durant mon cursus et en arriver jusque - là.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr REDJAI Belkacem, mon Co-encadreur Mr BELAOURA Mebarek et mon maitre de stage Mr AIT ISSAD Nafaa pour les conseils, la guidance, la motivation et la disponibilité durant toute la période d'étude.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Je remercie également tous les enseignants de l'école nationale supérieure des travaux publics, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils m'ont rapporté.

Enfin je remercie ma famille, mes amis, et toutes les personnes qui m'ont offert tout le soutien dont j'avais besoin, et merci aussi à tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin.





## Dédicace

J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :  
Maman, pour tous les efforts et le temps qu'elle est consacrée pour  
m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour  
leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace  
ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait-ce qu'une partie de leur  
faveur.

PAPA ( *رحمة الله عليه* ), Qui était absent de moi pendant toute la période  
d'étude, Mais c'est toujours présent dans mon cœur.

Mon frère Zakaria et mes sœurs Fatima, Salima et Halima, d'être toujours  
présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qu'ils m'ont donné, et la  
tendresse et qu'ils m'ont affecté.

Ma grande famille, mes oncles, mes tantes et mes cousins.

Mon binôme et ami CHaabane ainsi qu'à toute sa famille.

Mes meilleurs amis Yassine, Karim et Abdelhaq pour les conseils qu'ils  
m'ont accordé et les bons moments qu'on a passé ensemble, et pour le fait  
qu'ils ont toujours été présents dans mes heures de joie et de tristesse.  
Sans oublier tous mes amis de l'ENSTP, et tout mon cursus scolaire.



ADIL



## Dédicace



J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :  
Mes parents, pour tous les efforts et le temps qu'ils ont consacré pour m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait- ce qu'une partie de leur faveur.

Mon frère, merci d'être toujours présent à mes côtés, par votre amour et votre tendresse, pour donner un goût et du sens à ma vie, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour toi. Tu seras toujours dans mon cœur.

Mon meilleur ami Ahmed MAHMOUDI, qui a toujours était présent pour me conseiller et m'aider à surmonté mes problèmes et que je considère comme un second frère.

Mon binôme et ami Adil ainsi qu'à toute sa famille.

Mes très chers amis de l'école nationale supérieure des travaux publics, avec qui j'ai passé trois années formidables pleines de moment de joie, ainsi qu'à tous ceux que j'ai eu la chance de connaître et que j'apprécie du plus profond de mon cœur.

Enfin. À tous ceux qui m'ont donné la force de continuer, je prie Dieu, le tout puissant, pour qu'il vous donne le bonheur et la joie dans la vie.



*CHABANE*



## ملخص

الغرض من هذه المذكرة هو تصميم ودراسة جسر على الطريق السريع الرابط ميناء تنس (الشلف) والطريق السريع شرق-غرب في شمال الجزائر. العمل يتضمن في بادئ الأمر عرضا للجسر وبالأخص تبرير للمتغيرة المعتبرة دراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية مع المرور بحساب سابقه الجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات وبالاعتماد على برامج BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA 2008 المعمول بها في الجزائر مثل للحساب ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL, Auto CAD 2014

**كلمات مفتاحية:** جسر، روافد ذات خرسانة مسبقة الإجهاد البنية الفوقية البنية التحتية الأسس

## Résumé :

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est L'étude d'exécution d'un pont routier inscrit à la pénétrante reliant le port de Ténès à l'autoroute Est-Ouest.

Le travail effectué comporte en premier lieu la présentation de l'ouvrage et notamment la justification de la variante retenue, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments Structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, et en basant sur de des logiciel de calcul tel que calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et Auto CAD 2014.

**Mot clef :** pont, poutres précontraintes, superstructure, infrastructure, fondation.

## Abstract :

This dissertation was written in the framework of the end of study project, its main objective is the study of execution of a highway bridge m that links the city of port de tenes to the east-west highway in the north of Algeria.

The work to do include in the first place a presentation of structure and particularly the justification of the selected variable, the study of superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculation, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria like BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, and using calculation programs such as ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et Auto CAD 2014.

**Keywords :** bridge, prestressed beams, superstructure, infrastructure, foundation.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	01
<b>CH I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
I.1. INTRODUCTION.....	02
I.2. LES CAUSES DES DESORDRES DANS LES OUVRAGES.....	02
I.2.1.LES REACTION CHIMIQUES.....	02
I.2.1.1. LA CARBONATATION.....	02
I.2.1.2. L'ALCALI-REACTION.....	04
I.2.1.3. LES ATTAQUES DE SULFATES.....	05
I.2.1.4. LES ATTAQUES DES CHLORURES.....	05
I.2.2.DESORDRES D'ORIGINE MECANIQUE.....	06
I.2.2.1. LE SEISME.....	06
I.2.2.20. LE CHOC.....	06
I.3. METHODES DE RENFORCEMENT DES OUVRAGES.....	07
I.3.1. LE CHEMISAGE.....	07
I.3.2.CHEMISAGE EN ACIER.....	07
I.3.3. LE RENFORCEMENT AVEC PLAQUES EN ACIER.....	07
I.3.4. LE RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES.....	08
I.4. LES MATERIAUX COMPOSITES.....	08
I.4.1.INTRODUCTION.....	08
I.4.2.DEFINITION D'UN MATERIAU COMPOSITE.....	08
I.4.3. CARACTERISTIQUES GENERALES.....	09
I.4.4. LES CONSTITUANTS DES MATERIAUX COMPOSITES.....	09
I.4.4.1. LES RESINES.....	09
I.4.4.1.1. LES RESINES THERMODURCISSABLES.....	10

I.4.4.1.2. LES RESINES THERMOPLASTIQUES.....	12
I.4.4.2. LES CHARGES ET LES ADDITIFS.....	12
I.4.4.3. LES RENFORTS.....	12
I.4.5. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS.....	12
I.5. LES FIBRES.....	13
I.5.1. DEFINITION.....	13
I.5.2. FIBRES DE CARBONE.....	14
I.5.2.1. ELABORATION.....	14
I.5.2.2. CARACTERISTIQUES.....	15
I.5.3. FIBRES DE VERRE.....	16
I.5.3.1. ELABORATION.....	16
I.5.3.2. CARACTERISTIQUES.....	16
I.5.4. LES FIBRES D'ARMIDE.....	17
I.5.4.1. FABRICATION.....	18
I.5.4.2. LES CARACTERISTIQUES.....	19
I.5.5. CARACTERISTIQUES DES FIBRES.....	19
I.5.6. ARCHITECTURE DES FIBRES.....	20
I.5.6.1. FORMES LINEIQUES.....	20
I.5.6.2. FORMES SURFACIQUES.....	20
I.5.6.2.1. TISSUS ET RUBANS.....	20
I.5.6.2.2. STRATIFIE.....	21
I.6. DES EXEMPLES REELS.....	22
I.6.1. PONT SAINT-MICHEL-TOULOUSE-FRANCE (2013) .....	22
I.6.2. PONT VASCO DE GAMA-LISBONNE-Portugal.....	23
I.6.3. PONT DE L'ILE-AUX-TOURTES.....	25
I.6.4:AUTRES EXMPLES REELS DE RENFORCEMENT D'UN OUVRAGE D'ART .....	25

I.7. CONCLUSION.....	26
----------------------	----

## **CH II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1. INTRODUCTION.....	27
II.2. PRESENTION DU PROJET.....	27
II.3. LES DONNEES FONCTIONNELLES. ....	27
II.3.1. TRACÉ EN PLAN.....	27
II.3.2. PROFIL EN LONG.....	28
II.3.3.PROFIL EN TRAVERS .....	28
II.4. LES DONNEES NATURELLES.....	28
II.4.1 LES DONNEES GEOTECHNIQUES.....	28
II.4.2 LES DONNEES SISMIQUES.....	29
II.4.3 LES DONNEES CLIMATIQUE.....	30
II.4.3.1 LE VENT.....	30
II.4.3.2 LA TEMPERATURE.....	30
II.4.4 DONNEES PLUVIOMETRIQUES .....	30

## **CH III. CONCEPTION GENERALE**

III.1. INTRODUCTION .....	31
III.2. CRITERE DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE .....	31
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES .....	31
III.3.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINES (PRAD) .....	31
III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01 .....	32
III.3.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	32
III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01 .....	34
III.3.2. VARIANTE 02 : PONT MIXTE .....	34
III.3.2.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 02 .....	34
III.3.2.2. REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	35

III.3.2.3. AVANTAGE ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE02 .....	36
III.3.3. VARIANTE 03 : PONT A POUTRES PRECONTRAINES (VIPP).....	37
III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03 .....	37
III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....	38
III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE03 .....	39
III.4. ANALYSE MULTICRITERES .....	40
III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES .....	40
III.4.2. CONCLUSION .....	40

## **CH IV. HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX**

### **IV.I. HYPOTHESES DE CALCUL :**

IV.I.1. LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL	
ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS (Les normes utilisées) .....	41
IV.I.1.1 LE REGLEMENT RCPR 2008 .....	41
IV.I.1.2. LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU	
DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008) .....	41
IV.I.1.3. BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99 .....	41
IV.I.1.4. BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES (BPEL 99).....	42
IV.I.1.5. LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO) ..	42
IV.I.2. MODELES DE CALCUL .....	42

### **IV.II. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :**

IV.II. 1. BETON.....	43
IV. II. 2.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION .....	43
IV.II. 2.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION .....	43
IV. II. 2.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE .....	43
IV. II.2.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION .....	44

IV. II.2.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION .....	45
IV. II.2.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES AU CISAILLEMENT .....	45
IV. II.2.4. DEFOMATION : .....	46
IV. II.2.4.1. DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON .....	46
IV. II.2.4.2. DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON .....	46
IV. II.3. LES ACIERS .....	47
IV. II.3.1. ACIERS PASSIFS .....	47
IV. II.3.2. ACIERS ACTIFS.....	48

## **CH V. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES**

V.1. INTRODUCTION .....	49
V.2. CARACTERISITQUE DU TABLIER .....	49
V.3. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	50

## **CH VI. CHARGES ET SURCHARGES**

VI. 1. INTRODUCTION .....	54
VI. 2. EVALUATION DES CHARGES .....	54
VI. 2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES .....	54
VI. 2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES.....	55
VI. 3. DESCRIPTION DES SURCHARGES .....	56
VI. 3.1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE .....	56
VI. 3.2. EVALUATION DES SURCHARGES .....	56
VI. 3.2.1. Système de charge AL .....	57
VI. 3.2.2. Surcharge sur trottoirs .....	57
VI. 3.2.3. Système de charge B .....	57
VI. 3.2.3.1. CONVOI BC.....	58
VI. 3.2.3.2. SYSTEME BR .....	58
VI. 3.2.3.3. TANDEM BT .....	59

VI. 3.2.4. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC120.....	59
VI. 3.2.5. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240 .....	60
VI. 3.2.6. EFFORT DE FREINAGE .....	60
VI. 3.2.6.1 EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME BC .....	60
VI. 3.2.6.2 EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME AL .....	60
VI. 3.3. COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE DES CHARGES D'EXPLOITATION .....	61
VI. 4. COMBINAISON D' ACTIONS .....	61
VI. 5. REACTION DE TABLIER .....	61

## **VII. CALCUL DU TABLIER**

VII.1. INTRODUCTION.....	64
VII.2. CALCUL LONGITUDINAL.....	64
VII.2.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES .....	64
VII.2.1.1. POUTRE SEULE.....	64
VII.2.1.2. L' HOURDIS.....	64
VII.2.1.3. CHARGE COMPLEMENTAIRE.....	65
VII.2.2. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES.....	65
VII.2.2.1. SURCHARGE A(L) .....	65
VII.2.2.2. SURCHARGE SUR TROTTOIR.....	66
VII.2.2.3. SYSTEME B.....	67
VII.2.2.4. SYSTEME MC120 .....	71
VII.2.2.5. Convoi exceptionnelle D240.....	72
VII.3. CALCUL TRANSVERSALE.....	74
VII.3.1. LA METHODE DE GUYON-MASSONET.....	74
VII.3.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL .....	75
VII.3.3. REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT.....	78

VII.3.3.1. CALCUL DU COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE K.....	78
VII.3.3.2. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT REELS.....	78
VII.3.3.3.COMBINAISON AUX ETATS LIMITES .....	79
VII.4. MODELISATION DU PONT.....	79
VII.4.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT.....	79
VII.4.2. MODELISATION DU TABLIER.....	79
VII.5. ETUDE COMPARATIVE.....	81
VII.6. CONCLUSION.....	81

## **VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE ET DES DFORMATIONS**

### **VIII.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE :**

VIII.1.1. INTRODUCTION.....	82.
VIII.1.1.1. PRECONTRAINTTE PAR POSTE-TENSION.....	82
VIII.1.1.2. ETAPES GENERALES DE LA REALISATION.....	82
VII.1.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTTE.....	82
VII.1.2.1. CARACTERISTIQUES ET DONNEES.....	82
VIII.1.2.2. FORCE ET EXCENTRICITE DE La PRECONTRAINTTE.....	84
VIII.1.2.3. CALCUL DU NOMBRE DE CABLE.....	84
VIII.1.2.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES.....	85
VIII.1.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES.....	87
VIII.1.3.1. SECTION D'ABOUT.....	87
VIII.1.3.2. SECTION MEDIANE.....	88
VIII.1.3.3. TRACE DES CABLES.....	88
VIII.1.3.4. LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL.....	90
VIII.1.4. CARACTERISTIQUES NETTES ET HOMOGENES DES SECTIONS.....	90
VIII.1.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES.....	90
VIII.1.4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES HOMOGENES.....	91



VIII.2.3.2. ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTÉ.....	106
VIII.2.3.3. ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240.....	107
VIII.2.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX.....	107
VIII.2.4.1. DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUI.....	107
VIII.2.4.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT.....	107
VIII.2.4.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE.....	107
VIII.2.4.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE.....	108

## **IX. ETUDE DU HOURDIS**

IX.1. INTRODUCTION.....	109
IX.2. PRESENTATION DE LA DALLE.....	109
IX.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	109
IX.3.1. PRINCIPE DU CALCUL.....	109
IX.3.1.1. THEORIE UNIDIRECTIONNELLE.....	109
IX.3.1.2. THEORIE BIDIRECTIONNELLE.....	110
IX.3.1.3. CONCLUSION DU CALCUL.....	111
IX.4.FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	111
IX.5. FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	112
IX.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE GLOBAL.....	113
IX.7. VERIFICATIONS.....	113
IX.7.1. VERIFICATION DES ESPACEMENTS.....	113
IX.7.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT.....	114

## **X. ETUDE SISMIQUE**

X.1. INTRODUCTION.....	115
X.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA.....	115
X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	115



XI.3.3.1.1. SOLLICITATION SOUS CHARGE VERTICALE.....	127
XI.3.3.1.2. SOLLICITATION DUE A UN DEPLACEMENT HORIZONTAL.....	128
XI.3.3.1.3. SOLLICITATION DUE A UNE ROTATION.....	129
XI.3.3.1.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TOTALE...	129
XI .3.3.2 VERIFICATIONS DES CONDIOTIONS DE SECURITE.....	130
XI .3.3.2.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION.....	130
XI .3.3.2.2 SECURITE AU FLAMBEMENT.....	130
XI .3.3.2.3 LIMITATION DE LA DISTORSION.....	131
XI .3.3.2.4 NON GLISSEMENT ET NON CHEMINEMENT.....	131
XI.4. DES D’APPUIS.....	132
XI.4.1. DEMENSIONNEMENT DES D’APPUIS.....	133
XI.4.2. FERRAILLAGE Dés D’APPUIS.....	133
XI.5. PLOT PARASISMIQUE.....	134
XI.5. 1. EVALUATION DES CHARGES.....	135
XI.5. 2. FERRAILLAGE DES PLOTS.....	135
XI.6. JOINT DE CHAUSSEE.....	135
XI.6.1. CALCULE JOINT DE CHAUSSEE.....	135
IX.6.2.TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE.....	136
XI.7. ASSAINISSEMENT.....	136
XI.8. LES CORNICHES.....	137
X.9. LES DISPOSITIONS RETENUES.....	137

## **XII. ETUDE DE LA PILE**

XII.1. INTRODUCTION.....	138
XII.2. STRUCTURE DES PILES.....	138
XII.3. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE.....	139
XII.3.1. CHEVETRE.....	139

XII.3.2. FUTS.....	140
XII.3.3. SEMELLE.....	140
XII.3.4. PIEUX.....	140
XII.4.ETUDE STATIQUE DE LA PILE.....	141
XII.4.1. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE.....	141
XII.5.ETUDE SISMIQUE DE LA PILE.....	141
XII.5.1. EVALUTATION DES CHARGES SISMIQUE.....	141
XII.5.2. COMBINAISON DES DIRECTIONS.....	142
XII.5.3. COMBINAISON D’ACTION A L’ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA).....	142
XII.6. ETUDE DE FONDATION.....	143
XII.6.1. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE.....	143
XII.6.2. ACTIONS SUR LES PIEUX.....	144
XII.6.2.1. CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER.....	144
XII.6.3. FERRAILLAGE DES PIEUX.....	145
XII.6.4. ETUDE DE SEMELLE.....	146
XII.6.4.1. METHODE DE BIELLE.....	146
XII.6.4.2. FERRAILLAGE DE SEMELLE.....	146
XII.7. ETUDE DE LA FUTS.....	148
XII.7.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT.....	148
XII.7.2. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA FUT.....	148
XII.7.3. FERRAILLAGE DE LA FUT.....	148
XII.8. ETUDE DE LA CHEVETRE.....	149
XII.8.1. ETUDE DU CHEVETRE A LA FLEXION.....	149
XII.8.2. ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION.....	151

### **XIII. ETUDE DE LA CULEE**

XIII.1. INTRODUCTION.....	153
---------------------------	-----

XIII.2. CHOIX DU TYPE DE CULEE.....	153
XIII.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES.....	153
XIII.4. CALCULS DES COEFFICIENTS DE POUSSEE.....	155
XIII.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE.....	155
XIII.5.1. EVALUATION DES EFFORTS STATIQUES.....	155
XIII.5.2. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES.....	156
XIII.6. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	157
XIII.6.1. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE.....	157
XIII.6.2. FERRAILLAGE DU LA DALLE DE TRANSITION.....	158
XIII.6.3. FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL.....	159
XIII.6.4. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR.....	159
XIII.6.5. FERRAILLAGE DE CORBEAU.....	162
XIII.6.6. FERRAILLAGE DE LA FONDATION.....	163
XIII.6.6.1. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	163
XIII.6.6.2. FERRAILLAGE DES PIEUX.....	164
XIII.7. VEREFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	167
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	168

# Liste des figures

## CH I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1. Carbonatation de béton.....	04
Figure I.2. Faïençage résultant d'une alcali- Réaction dans une dalle.....	04
Figure I.3. Faïençage résultant alcali- Réaction dans un mur.....	04
Figure I.4. Une attaque sulfatique sur les piles.....	05
Figure I.5. Agression du béton par activité des chlorures.....	05
Figure I.6. Ruptures par cisaillement Chili 2010.....	06
Figure I.7. Échappement d'appui au des piles.....	06
Figure I.8. Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd.....	07
Figure I.9. Renforcement avec plaques en FRP.....	08
Figure I.10. Matériau composite.....	09
Figure I.11: différents types de fibres.....	14
Figure I.12. Les formes de fibre de carbone.....	15
Figure I.13. Les formes des fibres de verre.....	17
Figure I.14. Les types de fibre d'aramide.....	18
Figure I.15. Les formes des fibres d'aramide.....	19
Figure I.16. Tissu en fibres de carbone.....	21
Figure I.17. Structure d'un stratifié.....	21
Figure I.18 : Pont Saint-Michel-Toulouse.....	22
Figure I.19 : le tissu carbone.....	23
Figure I.20 : Réhabilitation et renforcement du pont de Saint-Michel-Toulouse.....	23
Figure I.21 : Pont de Vasco De Gama-Lisbonne-Portugal.....	24
Figure I.22 : Réhabilitation et renforcement du pont de Vasco De Gama-Lisbonne.....	24
Figure I.23: Pont de L'île-Aux-Tourtes.....	25

Figure I.24: Pont d'Arroyo Quemado (Californie).....	25
Figure I.25: Pont Knight Street Bridge (Canada).....	26

## **CH II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Figure II. 1. Carte de la région de l'ouvrage.....	27
Figure II. 2. Vue en plan.....	27
Figure II. 3. Profil en long.....	28
Figure II. 4. Profil en travers.....	28
Figure II. 5. Carte de zonage sismique nationale.....	29

## **CH III. CONCEPTION GENERALE**

Figure III.1. Morphologie générale de pont type PRAD.....	32
Figure III.2. Différentes sections de la poutre de la variante 01.....	33
Figure III.3. Sections transversales du tablier de la variante 01.....	33
Figure III.4. Morphologie générale de pont mixte.....	34
Figure III.5. Composition d'un tablier bipoutre mixte.....	35
Figure III.6. Coupe transversale des poutres principales de la variante 02.....	36
Figure III.7. Coupe transversale de la variante 02.....	36
Figure III.8. Morphologie générale de pont type VIPP.....	37
Figure III.9. Différentes sections de la poutre de la variante 03.....	39
Figure III.10. Sections transversales du tablier de la variante 03.....	39

## **CH IV. HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX**

Figure IV.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	44
Figure IV. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.....	48

## **CH V. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES**

Figure V. 1. Sections transversales du tablier.....	49
Figure V. 2. Section d'about avec et sans hourdis.....	51
Figure V. 3. Section intermédiaire avec et sans hourdis.....	52
Figure V. 4. Section médiane avec et sans hourdis.....	53

## **CH VI. CHARGES ET SURCHARGES**

Figure VI. 1. Déférénces sections de la poutre.....	54
Figure VI. 2. Les éléments non porteurs.....	55
Figure VI. 3. Système BC.....	58
Figure VI. 4. Système BR.....	58
Figure VI. 5. Système BT.....	59
Figure VI. 6. Système MC120.....	59
Figure VI. 7. Système D240.....	60

## **VII. CALCUL DU TABLIER**

Figure VII.1. Charge Q uniformément répartie.....	64
Figure VII.2. Charge A(l) uniformément répartie.....	65
Figure VII.3. Surcharge Bc à L/4.....	67
Figure VII.4. Surcharge Bc à L/2.....	67
Figure VII.5. Surcharge Bc à 0L.....	68
Figure VII.6. Surcharge Bc à L/4.....	68
Figure VII.7. Surcharge Bt à L/4.....	69
Figure VII.8. Surcharge Bt à L/2.....	69
Figure VII.9. Surcharge Bt à 0L.....	70
Figure VII.10. Surcharge Bt à L/4.....	70
Figure VII.11. Surcharge Mc120 à L/4.....	71
Figure VII.12. Surcharge Mc120 à L/2.....	71

Figure VII.13. Surcharge Mc120 à 0L.....	72
Figure VII.14. Surcharge Mc120 à L/4.....	72
Figure VII.15. Surcharge D240 à L/4.....	72
Figure VII.16. Surcharge D240 à L/2.....	73
Figure VII.17. Surcharge D240 à 0L.....	73
Figure VII.18. Surcharge D240 à L/4.....	73
Figure VII.19. Position des poutres transversalement.....	75
Figure VII.20. La section équivalente de la poutre.....	77
Figure VII. 21. Modèle numérique du tablier.....	79
Figure VII. 22. Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP.....	81
Figure VII. 23. Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP.....	81

## **VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DEFORMATIONS**

Figure VIII.1. Principe du béton précontraint.....	82
Figure VIII.2. Câble 12T15.....	83
Figure VIII.3. Disposition des câbles à l'about.....	88
Figure VIII.4. Caractéristique de plaque d'ancrage.....	88
Figure VIII.5. Disposition des câbles à médian.....	89
Figure VIII.6. Schéma représentatif des câbles précontraints.....	89
Figure VIII.7. Disposition réelle des câbles.....	91
Figure VIII.8. Schéma descriptif sur les pertes par recul d'ancrage.....	93
Figure VIII.9. Diagramme des contraintes à mi travée.....	99
Figure VIII. 10. Courbe d'interaction.....	100
Figure VIII. 11. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.....	100
Figure VIII. 12. Zone de concentration des contraintes.....	104
Figure VIII. 13. ferrailage Zone d'éclatement.....	105
Figure VIII. 14. Ferrailage d'une poutre précontrainte (section médian).....	105

Figure VIII. 15. Flèche maximale sous l'effet du poids propre du tablier.....	106
Figure VIII. 16. Flèche maximale sous l'effet du précontrainte.....	107
Figure VIII. 17. Flèche maximale sous l'effet du D240.....	107
Figure VIII. 18. diagramme du moment précontrainte.....	108

## **IX. ETUDE DU HOURDIS**

Figure IX.1. Allure du moment max par le logiciel ROBOT.....	110
Figure IX.2. Allure de la répartition des moments a mi-travée.....	110
Figure IX.3. Allure de la répartition des moments en appui.....	111
Figure IX. 4. Schéma de ferrailage transversal de la dalle.....	112
Figure IX. 5. Schéma de ferrailage longitudinale de la dalle.....	113
Figure VII. 6. Ferrailage global de la dalle.....	113

## **X. ETUDE SISMIQUE**

Figure X.1. Sens longitudinal.....	118
Figure X.2. Sens transversal.....	119

## **XI. CALCUL EQUIPEMENTS**

Figure XI. 1. définition géométrique d'un appareil d'appui.....	122
Figure XI. 2. Les démentions de l'appareil d'appui.....	124
Figure XI. 3. Répartition des contraintes de cisaillement sous la compression.....	128
Figure XI. 4. Contrainte de cisaillement due aux déplacements horizontaux.....	128
Figure XI. 5. Contrainte de cisaillement due à la rotation.....	129
Figure XI. 6. La stabilité de l'appareil d'appui.....	132
Figure XI. 7. Dimensions de dés d'appuis.....	132
Figure XI. 8. Ferrailage du dé d'appui.....	134
Figure XI. 9. souffle.....	135
Figure XI. 10. Joint du type Wd80.....	136
Figure XI. 11. Dimension de la corniche préfabriquée.....	137

Figure XI. 12. garde-corps et glissière de sécurité.....	137
----------------------------------------------------------	-----

## **XII. ETUDE DE LA PILE**

Figure XII.1. Structure de pile.....	138
Figure XII.2. Pré dimensionnement du chevêtre.....	139
Figure XII.3. Coupe longitudinale de pile.....	140
Figure XII.4. Coupe transversale de pile.....	141
Figure XII.5.période propre de pile.....	141
Figure XII.6. Ferrailage de pieux.....	146
Figure XII.7. Ferrailage de semelle.....	147
Figure XII.8. Ferrailage de fut.....	149
Figure XII.9. Moment de flexion du chevêtre.....	150
Figure XII.10. Effort tranchant du chevêtre.....	150
Figure XII.11. Ferrailage de chevêtre.....	152

## **XIII. ETUDE DE LA CULEE**

Figure XIII.1. Dimensions de la culée.....	154
Figure XIII.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	160
Figure XIII.3. Vue en plan de la répartition des pieux de culée.....	164
Figure XIII.5. Ferrailage des éléments de la culée.....	165
Figure XIII.4. Schéma de ferrailage de pieux.....	166

# Liste des tableau

## CH I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1. Caractéristiques des résines thermodurcissables.....	11
Tableau I.2. Comparaison entre les matériaux composites.....	13
Tableau I.3. Caractéristiques mécaniques des fibres de carbone.....	15
Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques des fibres de verre.....	17
Tableau I.5. Caractéristiques mécaniques des différents types des fibres.....	20
Tableau I.6. Performances comparées des différents types d'architecture.....	22

## CH II. PRESENTION DE L'OUVRAGE

Tableau II. 1. Accélération de la zone A.....	30
-----------------------------------------------	----

## CH III. CONCEPTION GENERALE

Tableau III.1. Avantages et inconvénients de la variante 01.....	34
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la variante 02.....	35
Tableau II.3. Avantages et inconvénients de la variante 02.....	36
Tableau III.4. Espace de pré-dimensionnement.....	38
Tableau III.5. Avantages et inconvénients de la variante 03.....	39
Tableau II.6. Espace de comparaison.....	40

## CH IV. HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Tableau IV. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	46
----------------------------------------------------------------------	----

## CH V. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Tableau V. 1. Formules de détermination des caractéristiques Géométriques des de la poutre.....	50
Tableau V. 2. Caractéristiques géométriques de la section d'about.....	51
Tableau V. 3. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....	52

Tableau V. 4. Caractéristiques géométriques de la section médiane .....53

## **CH VI. CHARGES ET SURCHARGES**

Tableau VI. 1. Poids de références sections de la poutre .....54

Tableau VI. 2. Classe de ponts (RCPR) .....56

Tableau VI. 3. Coefficients  $a_1$  .....57

Tableau VI. 4. Valeurs de  $V_0$  .....57

Tableau VI. 5. Valeurs du chargement  $A(l)$  .....57

Tableau VI. 6. Valeurs de  $b_c$  .....58

Tableau VI. 7. Valeurs du chargement  $B_C$  .....58

Tableau VI. 8. Valeurs du chargement  $B_R$  .....59

Tableau VI. 9. Valeurs du chargement  $B_T$  .....59

Tableau VI. 10. Valeurs du chargement  $MC_{120}$  .....59

Tableau VI. 11. Force de freinage  $F_{AL}$  .....60

Tableau VI. 12. Les coefficients de majoration .....61

Tableau VI. 13. Les coefficients multiplicateurs des actions .....61

Tableau VI. 14. Les réactions max .....63

## **VII. CALCUL DU TABLIER**

Tableau VII.1. Moment fléchissant et effort tranchant sous  $P_p$  .....64

Tableau VII.2. Moment fléchissant et effort tranchant sous l'hourdis .....65

Tableau VII.3. Moment fléchissant et effort tranchant sous  
Charge complémentaire .....65

Tableau VII.4. Effort tranchant sous  $A(L)$  .....66

Tableau VII. 5. moment fléchissant sous  $A(L)$  .....66

Tableau VII.6. Effort tranchant sous surcharge sur trottoir .....66

Tableau VII. 7. moment fléchissant sous surcharge sur trottoir .....67

Tableau VII. 8. moment fléchissant sous surcharge sur  $B_c$  .....68

Tableau VII. 9. Effort tranchant sous surcharge sur Bc.....	69
Tableau VII. 10. moment fléchissant sous surcharge sur Bt.....	70
Tableau VII. 11. Effort tranchant sous surcharge sur Bt.....	70
Tableau VII. 12. moment fléchissant sous surcharge sur MC120.....	71
Tableau VII. 13. effort tranchant sous surcharge sur MC120.....	72
Tableau VII. 14. moment fléchissant sous surcharge sur D240.....	73
Tableau VII. 15. effort tranchant sous surcharge sur D240.....	74
Tableau VII. 16. Récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges.....	74
Tableau VII. 17. Récapitulatif des efforts tranchant dus aux surcharges.....	74
Tableau VII. 18. Valeur des paramètres $\theta$ et $\alpha$ .....	78
Tableau VII. 19. Combinaisons de charge des moments fléchissant.....	79
Tableau VII. 20. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2015.....	80
Tableau VII. 21. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique.....	80
Tableau VII. 22. Comparaison entre la méthode manuelle et automatique.....	81

## **VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAITE ET DES DFORMATIONS**

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte.....	83
Tableau VIII. 2. Contraintes admissibles.....	84
Tableau VIII. 3. Détermination de P min.....	84
Tableau IV. 4 Tracé des câbles de précontrainte.....	90
Tableau IV. 5. détermination de l'angle de relevage.....	91
Tableau VIII. 6. Pertes par frottement.....	93
Tableau VIII. 7. Calcul de la valeur de d.....	93
Tableau VIII. 8. Pertes par recul d'ancrage.....	93
Tableau VIII. 9. Détermination contrainte parabole.....	94
Tableau VIII. 10. Pertes par déformation instantanée du béton.....	94

Tableau VIII. 11. Pertes par relaxation.....	95
Tableau VIII. 12. Pertes par retrait.....	95
Tableau VIII. 13. Pertes par fluage.....	95
Tableau VIII. 14. Récapitulatif des pertes totales.....	96
Tableau VIII. 15. Effort précontrainte chaque position.....	96
Tableau VIII. 16. Récapitulatif des contraintes tangentielle.....	98
Tableau VIII. 17. Armatures des zones tendues.....	99
Tableau VIII. 18. Détermination angle d'inclinaison.....	103
Tableau VIII. 19. Ferrailage complémentaire.....	104
Tableau VIII. 20. Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge.....	108
Tableau VIII. 21. Récapitulatif des rotations totales à vide et en charge.....	109
Tableau VIII. 22. Récapitulatif des déplacements totaux à courte et longue durée...110	

## **IX. ETUDE DU HOURDIS**

Tableau IX.1. Combinaisons des moments à l'ELS.....	109
Tableau IX. 2. Vérification du non poinçonnement.....	114

## **X. ETUDE SISMIQUE**

Tableaux X.1. Récapitulatif des raideurs.....	117
Tableaux X.2. Récapitulatif des répartitions des efforts.....	119
Tableaux X.3. Récapitulatif des résultats du calcul.....	120
Tableau X.4. Efforts sismiques pour la pile selon combinaisons du RPOA.....	121

## **XI. CALCUL EQUIPEMENTS**

Tableau IX. 1. dimensionnement de l'appareil d'appui.....	124
Tableau XI. 2. Récapitulatif des déplacements et des rigidités.....	125
Tableau XI. 3. Récapitulatif des efforts dynamiques.....	127
Tableau XI. 4. Récapitulatif des efforts statiques.....	127
Tableau XI. 5. Tableau Récapitulatif des contraintes de cisaillement.....	129

Tableau XI. 6. Tableau Récapitulatif des contraintes de cisaillement total.....	130
Tableau IX. 7. Caractéristiques du joint choisi.....	136

## **XII. ETUDE DE LA PILE**

Tableau XII.1. Implantation des piles.....	139
Tableau XII.2. Calcule période transversale et longitudinale de pile.....	142
Tableau XII.3. Coefficients des combinaisons des directions.....	142
Tableau XII.4. Les effets maximums de calcul.....	143
Tableau XII.5. Calcul des pieux par formule de WARNER.....	144
Tableau XII.6. Ferrailage de semelle.....	147
Tableau XII.7. Évaluation des efforts du chevêtre.....	149
Tableau XII.8. Évaluation d'effort de la torsion (chevêtre).....	151
Tableau XII.9. La contrainte tangente de torsion (Phase de construction).....	151
Tableau XII.10. La contrainte tangente de torsion (Phase de service).....	152

## **XIII. ETUDE DE LA CULEE**

Tableau XIII.1. Implantation de la culée.....	153
Tableau XIII.2. Dimensions des éléments de la culée.....	154
Tableau XIII.3. Coefficients de poussées des terres $K_{ad}$ .....	155
Tableau XIII.4. Combinaisons de sollicitations agissantes sur la culée.....	156
Tableau XIII.5. Charge Sismique due aux éléments de la culée .....	156
Tableau XIII.6. Charge Sismique due à la poussée dynamique.....	156
Tableau XIII.7. Charge Sismique transmise par le tablier.....	156
Tableau XIII.8. Cumul des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres.....	157
Tableau XIII.9. Efforts sismiques agissants sur les pieux de la culée.....	157
Tableau XIII.10. Combinaisons d'action sismiques maximales sollicitant Les pieux de la culée.....	157

Tableau XIII.11. Combinaisons maximales agissant sur le mur frontal	
À l'ELS et L'ELU.....	159
Tableau XIII.12. Moments des poussées des terres.....	160
Tableau XIII.13. Moments de la charge locale située en arrière du mur.....	161
Tableau XII.14. Ferrailage de semelle de la culée.....	163
Tableau XIII.15. Nombre de pieux.....	164
Tableau XIII.16. Vérification de la portance des pieux.....	165
Tableau XIII.17. Sollicitations des pieux.....	165

## LISTE DES ABREVIATIONS

- ftj : Résistance caractéristique du béton à la traction au jem jours.  
yb : Coefficient de sécurité du béton.  
fbu : Résistance du béton comprimé à l'ELU.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton.  
Eij : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.  
EVj : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.  
Ep : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  
f : Coefficient de frottement en courbe.  
Ap : Section des aciers actifs .  
 $\emptyset$  : Diamètre de la gaine.  
 $\varphi$  Coefficient de frottement en ligne.  
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression au jeme jours.  
fe : Limite élastique des aciers passifs.  
Es : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;  
f prg : Limite de rupture garantie des aciers actifs.  
f peg : Limite de élastique garantie des aciers actifs.  
hp : Hauteur de la poutre.  
ep : Epaisseur de l'âme.  
bt : Largeur totale des talons.  
B : Section brute.  
V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.  
V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.  
I : Moment d'inertie de la section.  
i<sup>2</sup> : Rayon de giration .  
 $\rho$  : Coefficient de rendement géométrique de la section.  
L : La portée de la travée .  
 $\rho_b$  : Masse volumique du béton.  
lc : Largeur chargeable.  
n : Nombre de voies.  
lv : Largeur d'une voie.  
a1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.  
a2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.  
bc : Coefficient de pondération du convoi BC.  
bt : Coefficient de pondération du convoi Bt.  
G : Charge permanente.  
Q : Charge d'exploitation.  
 $\Omega$  : Aire de la ligne d'influence.  
V : Effort tranchant ;  
Mf : Moment fléchissant.  
 $\alpha$  : Paramètre de torsion.  
 $\theta$  : Paramètre d'entretoisement.  
 $\rho_P$  : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.  
 $\rho_E$  : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$\gamma P$  : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.  $\gamma E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.  
 $I_P$  : Moment d'inertie de la poutre.  
 $I_E$  : Moment d'inertie de l'entretoise .  
 $I_0$  : Moment d'inertie de la poutre en section d'about .  
 $I_m$  : Moment d'inertie de la poutre en section médiane .  
 $K \alpha$ : Coefficient de répartition transversale .  
 $2b$  : Largeur active .  
 $n$  : Nombre de poutres .  $P_{min}$  : Précontrainte minimale ;  
 $B_n$  : Section nette .  
 $B_{br}$  : Section brute.  
 $I_n$  : Moment d'inertie nette de la section .  
 $I_{br}$  : Moment d'inertie brute de la section .  $\sigma_{ti}$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .  $\sigma_{ts}$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure .  
 $P_0$  : Effort à l'origine .  
 $n$  : Nombre de câbles .  
 $e_P$  : Excentricité du câble moyen .  $\sigma_{sup}$  : Contrainte sur la fibre supérieure .  $\sigma_{inf}$  : Contrainte sur la fibre inférieure .  $V_u$  : Effort tranchant limite .  
 $m$  : Nombre de gaines par lit .  
 $V_{min}$  : Effort tranchant minimum .  
 $V_{max}$  : Effort tranchant maximum .  
 $(x)$ : Angle de déviation du câble entre 0 et x .  $\sigma_{p0}$ : Tension initiale .  $\Delta\sigma_f$ : Perte de tension par frottement .  
 $\Delta\sigma_{rec}$ : Perte de tension par glissement .  $\Delta\sigma_{rac}$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton .  $r_m$  : Rayon moyen de la section .  
 $\Delta\sigma_p(x)$ : Perte due à la relaxation de l'acier .  $\Delta\sigma_{flu}$  : Perte due au fluage du béton .  $\Delta\sigma_{inst}$  : Pertes instantanées .  $\Delta\sigma_d$  : Pertes différées .  $\sigma_{bt}$  Contrainte admissible de traction .  $\sigma_{bc}$  Contrainte admissible de compression .  $V_{red}$  : Effort tranchant réduit .  
 $S(y)$  : Moment statique / au centre de gravité de la poutre .  
 $b_n(y)$  : Largeur nette de la section au niveau y .  
 $M_u, N_u$  : Sollicitations agissant sur la section /  $A_p$  ;  
 $\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction dans le béton .  
 $N_u$  : Effort normale résistant ultime .  $M_u$  : Moment fléchissant résistant ultime /  $A_p$  ;  
 $s_t$  : Espacement des armatures transversales  
 $\mu\alpha$ : Coefficient de répartition transversal .  $l_x$  et  $l_y$  : Dimensions de panneau de dalle .  
 $M_t$  : Moment entravée .  
 $M_a$  : Moment à l'encastrement .  
 $Q_u$  : Charge concentrée à l'ELU  
 $F_g$  : Flèche due aux charges permanentes .  
 $F_p$  : Flèche due à la précontrainte .  
 $F_c$  : Flèche de construction .  
 $F_{D240}$  : Flèche due à la surcharge D240 .  $\theta_g$  : Rotation due aux charges permanentes .  $\theta_D$  : Rotation due à la surcharge D240 .  $\theta_P$  : Rotation due à la précontrainte .  $R_i$  : Rigidité d'appui .  $\tau_H$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .  $\tau_N$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal .  $\alpha_T$  : Angle de rotation de l'appareil d'appui .  
 $\alpha_t$  : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .  
 $f$  : Coefficient de frottement .  $G$  : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement .  $E$  : action sismique limitée au mouvement d'ensemble .  $Q$  : actions variables des

charges d'exploitation . T : période fondamentale . T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site . Sae (T) : spectre de réponse élastique . K : Raideur .  
g : Accélération de la pesanteur .  
S: coefficient de site ; ;  
 $\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.  
 $(\xi)$ :Taux d'amortissement.  
F: La force sismique . d : Déplacement .  
Ec : l'énergie cinétique du système  
Pt : Poussée des terres ;  
Ka : Coefficient de poussée des terres .  $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol .  $\gamma$  : Poids volumique des terres.  
R: Réaction d'appui des fûts .  
I : Entre axe des fûts .  
h : Hauteur du chevêtre ;  
b0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre .  
D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre ;  
Mt : Moment de torsion ;  
 $\tau_u$  (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant ;  
 $\tau_u$  (Mt): Contrainte de cisaillement dû à la torsion ;  
Ns : Effort normal dû au séisme ;  
Hs : Effort horizontal dû au séisme .  
Kh : Accélération sismique horizontale .  
 $\lambda$  : Elancement de la pièce .  
Lf : Longueur de flambement .  
 $\lambda^{\bar{}}$   
: Elancement admissible  
 $\gamma_f$  : Coefficient de majoration(pour tenir compte du flambement) .  
ea : Excentricité additionnelle .  
Mu\*, Nu\*: Efforts exercés sur le fût .  
Qp : Effort de pointe .  
Qf : Effort de frottement latéral.  
Qn : Charge nominale .  
Cu : Coefficient de réaction du sol .  
I : Moment d'inertie du pieu ;  
Mu\*, Nu\*: Efforts exercés sur le pieu .  
Mu, Nu : Efforts admissible.

---

ABDELLAH MAHDJOUBI ADIL  
AIT SAADA CHAABANE





# ***INTRODUCTION***

# INTRODUCTION GENERALE

---

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

En Algérie, les infrastructures routières et en particulier celle des ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure. Grâce à cette importance, nous devons assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont identiquement pris en compte en adoptant des dispositions constructives de manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage.

De ce fait, notre projet de fin d'études est choisi pour effectuer la conception et l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint situé à la wilaya de Chlef, ce projet va et sera présenté en trois (3) phases incluant treize (13) chapitres :

La première phase consiste à décrire l'environnement du site de réalisation, ses caractéristiques fonctionnelles, géologiques, climatiques et sismiques, ce qui nous permettra d'inventer les variantes indispensables nous offrant de satisfaire le franchissement de l'obstacle considéré, et ce, suivant des critères bien précis. En effet, trois conceptions seront écartées afin d'arriver à la variante la plus crédible qui répond aux contraintes de notre projet.

La deuxième phase est consacrée à l'étude de la variante retenue, et ce, à partir de tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est composé d'un hourdis et d'éléments porteurs qui diffèrent d'un pont à un autre. Ces éléments seront étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien définis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et d'efforts tranchant.

La troisième phase est consacrée également l'analyse sismique effectuée pour les appuis qui doivent être bien dimensionne afin de résister a ces actions, sans occulter certains équipements qui dépendent de ce phénomène tel que « Joint de chaussée, appareil d'appuis » permettant leur fonctionnement.

Ce mémoire comprend aussi un chapitre réservé au master, qui est une initiation à la recherche dans le domaine de la réhabilitation et aussi de renforcement des ouvrages d'arts par les matériaux composites avec des exemples d'applications de cette méthode.

# **CHAPITRE I**

## **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

*REHABILITATION ET  
RENFORCEMENT DES OUVRAGES  
D'ART PAR LES MATERIAUX  
COMPOSITES*

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

---

## I.1. INTRODUCTION :

La durée de vie d'un ouvrage d'art représente un enjeu économique majeur pour les concepteurs. Cette durabilité s'obtient par une maîtrise de la conception qui tient compte de tous les facteurs pouvant entraîner à des problèmes de détérioration ou d'instabilité de l'ouvrage. Mais vu qu'on se trouve toujours devant des désordres au niveau de plusieurs ouvrages, le besoin de renforcement et de réhabilitation sont donc très importants afin d'offrir aux ouvrages une rigidité et une résistance capables de prolonger ses durées de vie.

Pour répondre à ces besoins, il est donc nécessaire de comprendre les causes fondamentales et les mécanismes de diverses formes de détérioration engendrant des dégradations au niveau de l'ouvrage afin d'évaluer l'état de l'ouvrage existant et procéder aux travaux de renforcement appropriés.

Dans le passé, la seule solution, pour les ouvrages présentant une déficience, était la démolition et la reprise totale de l'ouvrage. Cependant, au cours des dernières décennies, les travaux de renforcement et de réhabilitation ont connu un grand développement dans les méthodes et dans les matériaux utilisés.

L'amélioration des propriétés des matériaux des ouvrages existants ainsi que le développement continu des types des matériaux joue un rôle très important dans le renforcement et la réhabilitation étant donné que le matériau est l'élément de base de toute structure.

Il existe de nombreuses méthodes ou procédures de renforcement ou réparation des ouvrages dont les plus courantes sont : le chemisage en béton ou en acier, le renforcement avec des plaques en acier, le renforcement avec des matériaux composites et le renforcement par précontrainte externe.

L'utilisation des matériaux composites dans la réhabilitation des ouvrages d'art nécessite d'avoir des meilleures connaissances sur leurs propriétés dans le but de faire une bonne analyse de l'élément à renforcer et par conséquent de mieux déterminer l'état de contraintes et l'état de déformation de cet élément.

## I.2. LES CAUSES DES DESORDRES DANS LES OUVRAGES :

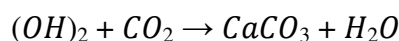
Pour effectuer un bon choix de renforcement, une étude des causes de dégradation est très importante. De nombreuses pathologies existent dans les ouvrages d'art dont les origines sont mécaniques, physico-chimiques, accidentelles, liées à la conception ou liées à l'exécution.

### I.2.1. LES REACTION CHIMIQUES [1] :

Des sérieux problèmes peuvent survenir lors des réactions chimiques dans le béton et dans l'acier. On peut citer :

#### I.2.1.1. LA CARBONATATION [1] :

La carbonatation du béton est due à l'action de l'acide carbonique  $CO_2$  (dioxyde de carbone) qui se trouve dans l'atmosphère (en faible quantité environ 0.5%) sur la chaux libérée par l'hydratation des carbonates de calcium  $CaCO_3$



# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

---

Cette carbonatation qui progresse dans le béton à partir des faces en contact avec l'atmosphère fait baisser le PH, franchement basique puisque de l'ordre de 13 dans un béton non carbonaté, à des valeurs très inférieures (11.5 à 9), neutralisant ainsi progressivement l'alcalinité du béton et son rôle passivant sur les armatures qui, n'étant plus protégés, se corrodent.

La vitesse de carbonatation dépend de divers facteurs et son évolution est d'autant plus lente que le phénomène se développe, car le carbonate formé freine la diffusion du gaz carbonique, cette pénétration, non linéaire, étant sensiblement proportionnelle à la racine carrée du temps.

Elle est notamment fonction de :[3]

- L'humidité ambiante : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 à 65 %. On peut l'estimer, lorsque les autres facteurs sont également défavorables, à 5 mm au bout d'un an, 10 mm au bout de 4 ans et de l'ordre de 25 mm au bout de 25 ans. Les ouvrages en béton étant alternativement soumis à des cycles d'humidification et de séchage, l'application du phénomène de carbonatation s'en trouve retardé. En atmosphère parfaitement sèche ou totalement saturée, la vitesse de carbonatation est, sinon nulle, extrêmement faible ;

- La température.

- La compacité du béton : plus le béton est compact, c'est-à-dire moins sa porosité est forte et donc moins les pores seront interconnectés, plus lente est la vitesse de carbonatation. Un béton présentant une résistance à la compression élevée et dont la compacité est bonne présente une vitesse de carbonatation beaucoup plus faible que celle d'un béton de résistance moyenne. Des essais ont montré que la profondeur de carbonatation au bout d'un an était trois fois plus grande pour un béton dont la résistance était de 20 à 28 jours, comparativement à un béton dont la résistance était de 40 MPa, toutes autres conditions étant par ailleurs les mêmes pour les deux bétons :

- La pollution de l'environnement, la concentration de gaz carbonique étant beaucoup plus importante en ville qu'à la campagne.

Sur le plan pratique, il est donc impératif de :

- Confectionner des bétons compacts avec un dosage suffisant en ciment, les normes actuelles indiquant d'ailleurs les dosages minimaux à respecter pour assurer une tenue correcte à la carbonatation ;

- Rechercher un faible E/C ;

- Assurer la protection par une cure appliquée immédiatement après mise en œuvre.



Figure I.1. Carbonatation de béton [1]

## I.2.1.2. L'ALCALI-REACTION [1] :

L'alcali réaction résulte d'une réaction entre la phase liquide interstitielle contenant des alcalins en quantité importante et les particules réactives contenues dans les granulats ; la chaux et l'humidité sont aussi des facteurs indispensables.

Les trois types d'alcali-réaction les plus connues sont la réaction alcali-silice, la réaction alcali-silicate et la réaction alcali-carbonate.

La réaction la plus fréquente est la réaction alcali-silice qui est décrit comme suit : un gel de silicate alcalin se forme suite à une réaction entre les alcalins provenant du ciment, qui migrent dans au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton, avec les particules de silices réactives présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Ce gel se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant pour former un gel silico-calco-alcalin. Il peut absorber une grande quantité d'eau et provoque donc un gonflement du béton engendrant des fissurations apparaissant sous forme de faïençages (mailles de dimensions de 20 à 50 mm et de profondeur de quelques centimètres) ou sous forme de réseaux (mailles de dimensions de 30 à 40 mm et de profondeur supérieure à 10 cm). Cette dernière représente le désordre le plus fréquent sur les parements des structures. [3]

Afin d'éliminer cette réaction, il est conseillé d'utiliser des granulats non réactifs.



Figure I.2. Faïençage résultant d'une alcali-Réaction dans une dalle.[1]



Figure I.3. Faïençage résultant d'une alcali-Réaction dans un mur[1]

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

## I.2.1.3. LES ATTAQUES DE SULFATES [2] :

Les réactions sulfuriques sont provoquées par l'action des sulfates avec la chaux et les aluminates du ciment. On appelle étrangéité ou le produit final de cette réaction provoquant une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton.

Les réactions sulfatiques les plus courantes sont provoquées des agressions extérieures de sulfates dont on cite : actions de l'eau de mer, action des eaux souterraines, action des sols contenant des sulfates et actions des pluies acides,.....

La réaction sulfatique commence par la surface puis pénètre peu à peu vers le cœur du béton provoquant des fissures sous l'effet de gonflement.

Les préventions à ces attaques consistent à utiliser un béton richement dosé en ciment dont le rapport Eau/Ciment est très faible. Le type de ciment doit être choisi de sorte qu'il sera capable de résister à ce type d'attaque.



Figure I.4. Une attaque sulfatique sur les piles [2]

## I.2.1.4. LES ATTAQUES DES CHLORURES [2] :

A partir d'une certaine teneur en chlorures, la couche de passivation de l'acier est attaquée. La corrosion due aux chlorures est un phénomène dangereux, parce qu'elle se produit localement et entraîne une réduction importante de la section d'armature. La pénétration des ions de chlore et d'oxygène dans le béton durci est limitée lorsque celui-ci est de bonne qualité



Figure I.5. Agression du béton par activité des chlorures.[2]

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

## I.2.2. DESORDRES D'ORIGINE MECANIQUE :

### I.2.2.1. LE SEISME [4] :

Un séisme est un déplacement imposé induisant, dans les diverses parties d'un pont, des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont lourdes et rigides. Il a été souvent noté le bon comportement des ponts-dalles en béton armé ou précontraint à plusieurs travées lorsqu'ils n'étaient pas trop biais, et même des poutres précontraintes par post-tension, lorsqu'elles reposaient sur des appuis en Néoprène en étant contreventés. En revanche, les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structure peu hyperstatiques comportant des éléments d'une ductilité insuffisante.

Parmi ces endommagements, on peut citer :

- Les ruptures par cisaillement des piles ,
- L'échappement d'appui (Figure 9) causé par les entrechoquements, les déplacements différentiels entre appuis, les tassements des fondations, ...
- L'endommagement des piles sous l'effet des efforts de flexion,



**Figure1.6. Ruptures par cisaillement  
Chili 2010 [4]**



**Figure1.7. Echappement d'appui au des  
piles [4]**

### I.2.2.2. LE CHOC [4] :

Des désordres importants peuvent engendrés par le choc dont les causes sont en général : le choc des véhicules sur les piles et les tabliers de ponts, le choc des bateaux sur les piles de ponts, le choc des véhicules sur les dispositifs de retenue sur et hors des ouvrages d'art...



**Figure I.8. Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd.[4]**

### **I.3. METHODES DE RENFORCEMENT DES OUVRAGES [5] :**

De ce qui précède, il a été montré que les ouvrages nécessitent, en général, des travaux de renforcement ou de réhabilitation. La réussite de ce type de travaux repose sur plusieurs facteurs. On doit opter pour la meilleure stratégie, le meilleur matériau et la meilleure procédure. Cependant, de nombreux procédés sont possibles dont nous allons expliquer ci-dessus.

#### **I.3.1. LE CHEMISAGE :**

Le chemisage est une méthode traditionnelle et l'une des méthodes les plus couramment utilisées pour renforcer ou réparer les éléments en béton armé. Cette technique implique une augmentation des sections du béton existant en rajoutant plus de béton armé ou d'acier. La section supplémentaire permet aux éléments structurels de transférer plus de charge tout en offrant la ductilité, la résistance et la stabilité manquantes.[7]

#### **I.3.2. CHEMISAGE EN ACIER :**

Cette procédure a été développée spécialement pour les colonnes circulaires et généralisée ensuite pour les colonnes rectangulaires. Deux demi-couches de plaques d'acier avec un rayon plus grand que le rayon de la colonne existante de 12.5 mm à 25 mm Ce vide doit être rempli de coulis de ciment pour assurer une continuité entre le béton et l'acier de la chemise. En cas de colonnes rectangulaires, le chemises prend une forme elliptique et le vide, dans ce cas, va être remplis de béton.[5]

#### **I.3.3. LE RENFORCEMENT AVEC PLAQUES EN ACIER :**

Il y a plus de cinquante ans, le professeur L'HERMITE réussira de renforcer une poutrelle en béton en collant des plaques en acier pour reprendre les insuffisances de cette poutrelle. Cette technique consiste à coller des plaques d'acier d'une épaisseur bien calculées, dans des éléments en béton armé tels que les poutres ou les tabliers des ponts à l'aide d'un adhésif et ancrées dans les éléments à renforcer. Cette procédure de collage de plaque à la surface du béton garantie un meilleur transfert des efforts et augmente la résistance (au cisaillement, à la flexion et à la compression) et la rigidité de la pièce renforcée.[5]

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

## I.3.4. LE RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES :

Dès le début des années 1990, les matériaux composites ont rapidement remplacé les plaques en acier malgré son coût élevé. Actuellement, ils ont complètement supplanté les plaques collées afin de remédier aux problèmes liés à ces derniers, vu que cette technologie possède une application relativement simple, peu dérangeante pour les utilisateurs des ouvrages et peu exigeante en main d'œuvre.[6]



Figure I.9. Renforcement avec plaques en FRP[5]

## I.4. LES MATERIAUX COMPOSITES :

### I.4.1. INTRODUCTION :

De nos jours, les matériaux composites à base de fibres et de matrices sont utilisés dans de nombreux secteurs industriels : le transport aérien, maritime et ferroviaire, l'aérospatial, les sports et loisirs, mais ils trouvent également leur application dans le domaine du Génie Civil. Nous nous intéresserons principalement dans cette partie, aux matériaux composites employés dans le secteur du BTP et présenterons les notions requises à une bonne compréhension de la suite de l'étude.

### I.4.2. DEFINITION D'UN MATERIAU COMPOSITE [6] :

Un matériau composite résulte d'un assemblage de deux ou plusieurs matériaux, l'assemblage obtenu présentant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs.

Tous les matériaux composites présentent la même constitution :

- un renfort, qui joue le rôle d'ossature et assure la tenue mécanique,
- une matrice, qui a un rôle de liant et permet ainsi la cohésion de la structure et la retransmission des efforts vers le renfort.

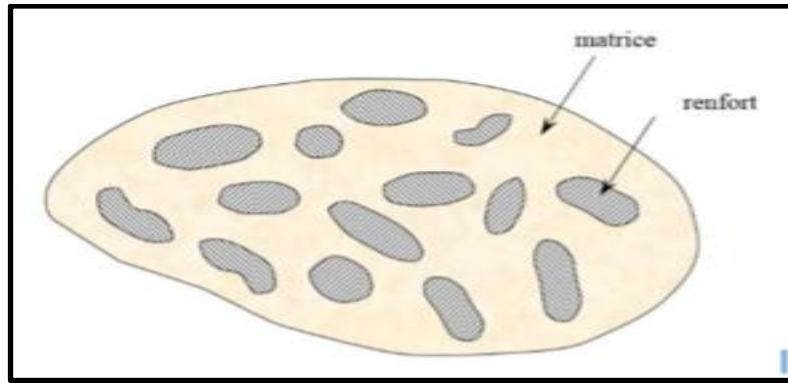


Figure I.10. Matériau composite[6]

### I.4.3. CARACTERISTIQUES GENERALES [6]:

Les propriétés des matériaux composites résultent de :

- Les propriétés des matériaux constituants.
- Leurs distributions géométriques.
- Leurs interactions.

Ainsi, pour accéder à la description d'un matériau composite, il sera nécessaire de spécifier :

- La nature des constituants et leurs propriétés.
- La géométrie du renfort, et sa distribution.
- La nature de l'interface : matrice-renfort.

La géométrie du renfort sera caractérisée par : sa forme, sa taille, sa concentration et sa disposition (son orientation).

La concentration du renfort est habituellement mesurée par la fraction volumique (fractionne volume) ou par la fraction massique (fraction en masse), la concentration du renfort est un paramètre déterminant des propriétés mécaniques du matériau composite. Pour une concentration donnée, la distribution du renfort dans le volume du composite est également un paramètre important, sa distribution uniforme assurera une homogénéité du matériau composite.

Dans le cas d'une distribution non uniforme du renfort, la rupture du matériau sera initiée dans des zones pauvres en renfort, diminuant ainsi la résistance du composite.[6]

Dans le cas des matériaux composites dont le renfort est constitué de fibres, l'orientation des fibres détermine l'isotropie du matériau composite.

Cet aspect constitue une des caractéristiques fondamentales des composites : la possibilité de contrôler l'anisotropie du produit fini par une conception et une fabrication adaptée aux propriétés souhaitées.

### I.4.4. LES CONSTITUANTS DES MATERIAUX COMPOSITES :

#### I.4.4.1. LES RESINES [8] :

La résine sert à lier les renforts, transmettre les sollicitations extérieures aux renforts, de les protéger contre les attaques chimiques et l'humidité et de protéger les fibres contre les dégradations

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

---

mécaniques. Des critères très importants dans le choix de la résine doivent être pris en considération. La masse volumique doit être faible pour conserver des caractéristiques mécaniques élevées aux composites et de réduire le poids global au minimum. Cependant, les résines répondant à ces contraintes sont les polymères qui sont les plus couramment utilisés dans les ouvrages de génie-civil

Les polymères sont classifiés en deux grandes familles : les résines thermoplastiques et les résines thermodurcissables. La résine thermoplastique possède la capacité d'être mise en forme pour plusieurs fois par chauffages et refroidissements successifs. Sa récupération et son recyclage sont donc faciles. Par contre, la résine thermodurcissable ne peut être mise en forme qu'une fois mais ces propriétés mécaniques sont plus élevées que celles de la résine thermoplastique.

Du fait de ces meilleures performances, les résines thermodurcissables sont les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites malgré son cout important en comparaison avec les résines thermoplastiques. [6]

## **I.4.4.1.1. LES RESINES THERMODURCISSABLES :**

Cette classe de résines est la plus utilisée dans les travaux de renforcement et de réhabilitation des ouvrages de génie-civil du fait que les propriétés mécaniques dépassent largement celles des résines thermoplastiques en termes de résistance mécanique et chimique, stabilité thermique et durabilité. Ce type de résines comporte : les polyesters, les époxydes et les phénoliques.

Les résines thermodurcissables les plus couramment utilisées dans le domaine de génie-civil et en particulier dans le renforcement et la réhabilitation des structures sont les époxydes et les phénoliques.[8]

### **A)-Les résines polyesters**

Les résines polyesters sont les résines les plus économiques. Ces résines peuvent être formulées pour obtenir des propriétés allant de la souplesse et de la ductilité à la dureté et à la fragilité. Pour cette raison, ces résines sont classées en trois catégories : rigides, semi-rigides et souples. Les résines rigides sont les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites.

Leurs avantages sont :

- Une bonne rigidité résultant d'un module d'élasticité assez élevée.
- Une bonne stabilité dimensionnelle.
- Une facilité de mise en œuvre.
- Un faible coût de production.
- Une bonne tenue chimique.
- Une bonne résistante chimique aux hydrocarbures (essence, fuel, etc.).

Et leurs inconvénients sont :

- Emission d'éléments polluants
- Inflammabilité.
- Une dégradation à la lumière par des rayons ultraviolets.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

- Une mauvaise tenue à la vapeur.

## B)-Les résines phénoliques

Les résines phénoliques sont plus flexibles et présentent une grande résistance à la rupture en comparaison avec les résines polyesters. En plus, ces performances sont similaires à celles des polyesters. Parmi les avantages des résines phénoliques justifiant son cout élevé, on cite : la meilleure résistance à la corrosion et aux attaques chimiques, les meilleures propriétés mécaniques telles que la résistance à la traction, la résistance au choc et à la fatigue. [8]

## C)-Les résines époxydes

Les résines époxydes sont en général plus performantes que les autres types de résines du point de vue propriétés mécaniques et résistance aux agressions de l'environnement. Parmi les avantages des résines époxydes, on cite :

- Une bonne résistance à la traction, à la compression et à la flexion.
- Une excellente résistance chimique.
- Un faible retrait au moulage.
- Une bonne tenue aux températures élevées.

Parmi les inconvénients des résines époxydes, on cite :

- Un cout important.
- Un temps de polymérisation long.
- Temps de polymérisation long.
- Vieillessement sous température.
- Sensibilité à l'humidité et aux rayons ultra –violet.
- Nécessite de prendre des précautions lors de la mise en œuvre

Les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau.

**Tableau I.1. Caractéristiques des résines thermodurcissables [8]**

Propriétés	Polyesters	Phénoliques	Epoxydes
Densité (g/cm <sup>3</sup> )	1.2	1.24	1.2
Module d'élasticité (GPa)	4.0	2.5	3.0
Résistance à la traction (MPa)	65	40	90
Allongement (%)	2.5	1.8	8.0

## **I.4.4.1.2. LES RESINES THERMOPLASTIQUES :**

Cette classe de résines est rarement employée dans les ouvrages de génie-civil à cause d'une mauvaise résistance chimique, d'un retrait élevé et d'une faible durabilité. Les résines thermoplastiques comprennent : les polyéthylènes, les polycarbonates, les polychlorures, les polystyrènes, ...

Le faible cout est le seul avantage des thermoplastiques. Ce qui a conduit à un développement limité de ce type de résine.

En comparaison avec les résines thermodurcissables, le tableau 1.1 montre que les résines thermoplastiques présentent une rigidité et une résistance faible. [8]

## **I.4.4.2. LES CHARGES ET LES ADDITIFS [9] :**

Les caractéristiques mécaniques et physiques d'un matériau composite peuvent être améliorées en ajoutant à la résine des charges et des additifs.

Les charges ont comme rôle d'augmenter les caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, à la flexion et à la compression) des composites et aider d'éviter les dégradations des résines.

Les charges les plus employés sont les carbonates de calcium, qui pour objet de réduire le cout et le retrait au niveau des résines, et les silicates d'aluminium, qui offrent une résistance à la corrosion et améliorent les propriétés électriques.

Les additifs facilitent le façonnage da la résine et son démoulage, réduisent le retrait et améliorent la résistance à la température, l'humidité et aux attaques chimiques.

## **I.4.4.3. LES RENFORTS [9] :**

Les fibres sont les constituants principaux des matériaux composites. Son rôle essentiel est la résistance à la grande partie des charges sollicitant le composite. Le type, le volume, la longueur ainsi que l'orientation des fibres influence considérablement les caractéristiques d'un composite à savoir :

- La densité.
- La rigidité (le module d'élasticité).
- La résistance à la traction, au cisaillement et à la compression.
- Le cout.
- La conductivité thermique et électrique.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

## I.4.5. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS [6] :

Tableau I.2. Comparaison entre les matériaux composites [6]

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Masse très faible (par rapport aux aciers) → Facilité de mise en œuvre → Coût de construction/réparation moins élevé</li> <li>- Pas de corrosion (sauf contact aluminium-fibres de carbone)</li> <li>- Insensibilité aux produits chimiques (graisses, peintures, solvants) → sauf décapants de peinture avec résines époxydes</li> <li>- Isolation électrique et transparente aux ondes électromagnétiques → utilisation possible en milieu corrosif ou milieu électronique</li> <li>- Toutes sections et longueurs possibles (coloration également envisageable dans le cas de résines)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût de fabrication assez élevé (par rapport aux matériaux traditionnels)</li> <li>- Résistance aux impacts et aux chocs très moyenne (&lt;aux matériaux métalliques)</li> <li>- Température d'utilisation limitée (cas des matrices plastiques)</li> <li>- Vieillessement sous l'effet des rayons UV</li> <li>- Tenue au feu assez réduite</li> <li>- Recyclage impossible (pour la plupart des matériaux)</li> <li>- Durabilité méconnue</li> </ul>

## I.5. LES FIBRES :

### I.5.1. DEFINITION :

Les fibres assurent la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites, ils sont caractérisés par :[10]

La nature de la fibre : minérale ou organique.

L'architecture de renfort : unidirectionnelle ou bidirectionnelle.

Principaux matériaux de renfort.

Ces renforts sont constitués par plusieurs centaines ou milliers de filaments, de diamètre compris entre 5 et 15 micromètres

Il existe deux types de fibres :

- **Fibres courtes** : quelque centimètre ou fraction de millimètre, les feutres, les matset les fibres courtes impactées utilisées en moulage.

- **Fibres longues** : coupées au moment de la fabrication du matériau composite, utilisée telles quelles ou bien tissés.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

- Ces différents types de fibres sont classés selon la nature de leurs composants :
- Des renforts à base de fibres unidirectionnelles : orientés suivant une même Direction.
- Des renforts à base de fibres bidimensionnelles : surfaces tissées (tissus).
- Des renforts à base de fibres tridimensionnelles.

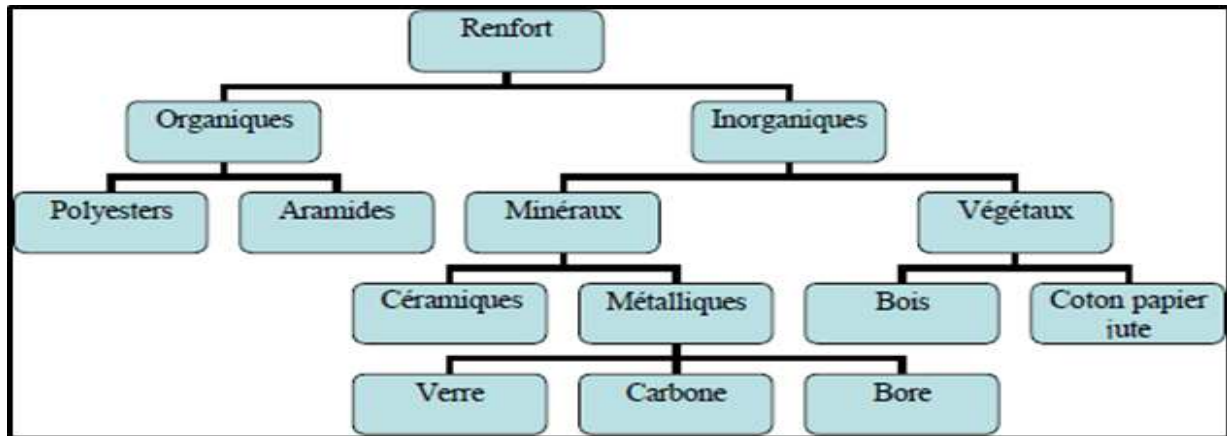


Figure I.11: différents types de fibres [10]

## I.5.2. FIBRES DE CARBONE :

### I.5.2.1. ELABORATION [10] :

Les fibres de carbone sont élaborées à partir d'un polymère de base appelé « précurseur», se présentant lui mêmes sous forme de fibres orientées.

Actuellement, les fibres utilisées sont des fibres acryliques élaborées à partir du polyacrylonitrile(PAN), La qualité finale des fibres de carbone dépend des qualités du précurseur. Le principe d'élaboration est de faire subir aux fibres acryliques une décomposition thermique, sans fusion des fibres, aboutissant à une graphitisation dans laquelle on retrouve la structure initiale des fibres. Les procédés actuels utilisent des mèches de filaments acryliques assemblés sans torsion (de 1000, 6000 jusqu'à 10000 filaments), et leur font subir quatre traitements successifs: une oxydation, une carbonisation, une graphitisation et un traitement de surface. Ce sont : [10]

#### A)-Oxydation

Les fibres acryliques étant fusibles, la phase d'oxydation a pour but de supprimer artificiellement le pont de fusion. Cette opération est effectuée en chauffant les fibres à environ 300°C en atmosphère d'oxygène. Il se produit alors une oxydation à une réticulation des chaînes moléculaires.

#### B)-Carbonisation

Cette deuxième phase consiste à chauffer progressivement les fibres réticulées de 300°C à 1100°C environ, en atmosphère inerte. Il y a alors une élimination de l'eau et de l'acide cyanhydrique, seuls les carbones sont conservés dans la chaîne.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

Les fibres ainsi obtenues ont de bonnes caractéristiques mécaniques et peuvent être utilisées après traitement de surface. Les fibres sont alors dénommées : fibres à haute résistance (HR) ou à haute ténacité (HT).

## C)-Graphitisation

La phase de graphitisation est utilisée lorsqu'on souhaite obtenir des fibres à module de Young élevé. Cette phase consiste à effectuer à la suite de la carbonisation, une pyrolyse des fibres, en atmosphère inerte, jusqu'à une température de l'ordre de 2600°C.

La graphitisation provoque une réorientation des réseaux de carbone suivant l'axe des fibres, ce qui aboutit à une augmentation du module d'Young. Suivant le taux de graphitisation, on obtient des fibres à haut module (HM) ou des fibres à très haut module.

## D)-Traitement de surface

La dernière phase consiste en un traitement de surface, par oxydation ménagée en milieu acide (nitrique ou sulfurique). Cette phase a pour objet d'accroître la rugosité des filaments ainsi que la nature des liaisons chimiques afin d'améliorer la liaison fibre-résine.

### I.5.2.2. CARACTERISTIQUES :

Les fibres de carbone possèdent de très bonnes caractéristiques mécaniques, d'autant plus que leur masse volumique est faible. En outre, il faut noter que les fibres de carbone ont une excellente tenue à haute température. En effet leurs caractéristiques mécaniques sont maintenues jusqu'à 1500°C environ. Cette propriété a conduit à développer des composites: fibres de carbone/matrice de carbone, à haute tenue thermique, utilisés dans les tuyères de fusées, les éléments de fours, etc. Ces matériaux revêtus d'une couche protectrice anti-oxydante, trouvent également des applications en atmosphère oxydant dans le domaine spatial.[11]

**Tableau I.3. Caractéristiques mécaniques des fibres de carbone[11]**

Caractéristique	Carbone HM	Carbone HR
Masse volumique (Kg/m <sup>2</sup> )	1800	1750
Module de Young E <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	390 000	230 000
Contrainte à la rupture (N/mm <sup>2</sup> )	2 500	3 200
Allongement à la rupture (%)	0.6	1.3

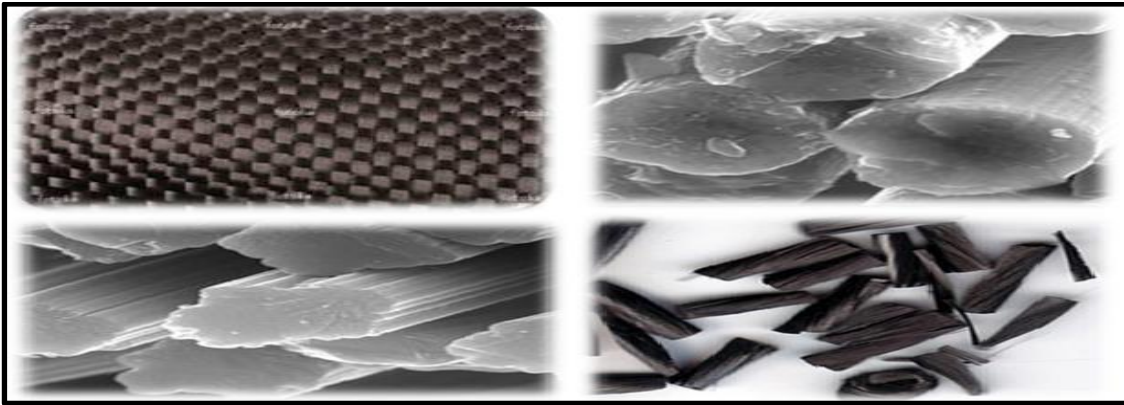


Figure I.12. Les formes de fibre de carbone [10]

## I.5.3. FIBRES DE VERRE :

### I.5.3.1. ELABORATION [10] :

Les fibres de verre sont élaborées par fibrage du verre fondu à travers des filières, sortes de bacs réalisés en alliage, et percés à leurs bases d'orifices calibrés d'environ 2mm de diamètre. Le verre fondu est maintenu dans les filières chauffées aux environs de 1250°C. A cette température, la viscosité du verre permet un écoulement par gravitation à travers les orifices, sous forme de fibres de quelques dixièmes de millimètres. A la sortie de la filière, le verre en phase plastique est simultanément étiré à grande vitesse et refroidi. Les conditions de refroidissement et de vitesse d'étirage permettent d'obtenir, soit des filaments continus, soit des fibres discontinues. Il existe deux procédés d'étirage : l'un mécanique et l'autre pneumatique.

#### A) Etirage mécanique

A la sortie de la filière, les fibres sont étirées par un procédé mécanique. Les mono filaments sont assemblés parallèlement sans torsion, sous forme de fils de base dénommés silionnes. Ces fils de base sont les plus utilisés comme renforts de verre dans les matériaux composites.

#### B) Etirage pneumatique

Dans ce procédé, les fibres de verre sont étirées par un système d'aspiration à travers un tambour perforé. Les fibres obtenues, discontinues et de longueur allant de 5 à 80 mm, sont ensuite assemblées parallèlement en un ruban appelé "verranne". Les fibres verranne se distinguent des fibres silionne par un aspect pelucheux.

#### C) Ensimage

Les filaments de verre issus de la filière ne peuvent pas être utilisés directement pour diverses raisons

- L'absence de cohésion entre les filaments qui s'opposent à la constitution de fils
- La sensibilité du verre à l'abrasion.
- La sensibilité à l'attaque à l'eau.
- La création de charges électrostatiques consécutive aux divers frottements.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

Pour pallier à ces défauts, on réalise à la sortie de la filière, une opération dite "ensimage», qui consiste à déposer à la surface des filaments de verre, un produit d'ensimage décomposition complexe. A la lumière des défauts évoqués ci-avant, les diverses fonctions essentielles de l'ensimage sont :

- Etablir une cohésion certaine entre les filaments.
- Donner une raideur assez grande aux fils.
- Protéger les filaments contre l'abrasion.
- Eviter l'apparition de charges électrostatiques.
- Faciliter l'imprégnation des filaments par la résine.

Favoriser la liaison verre-résine dont dépendent les performances mécaniques du composite, mais également son comportement vis-à-vis du vieillissement, de la sensibilité à l'humidité et à la corrosion, etc....

## I.5.3.2. CARACTERISTIQUES :

A la suite du fibrage, les filaments de verre sont soumis à divers sollicitations mécaniques (abrasion, etc...), chimiques (humidité, etc...) qui réduisent leurs caractéristiques mécaniques initiales.

Le tableau 4 donne les valeurs de la contrainte à la rupture, mesurée sur fils de base ayant subi un ensimage. Les valeurs obtenues semblent indiquer une chute des caractéristiques lorsqu'elle nombre de filaments augmente. Dans les matériaux composites, la liaison verre-résine par l'intermédiaire de l'ensimage assure une répartition assez homogène de la charge.

Enfin, il est intéressant de noter que les fibres de verre, conservent leurs caractéristiques mécaniques jusqu'à des températures assez élevées, de l'ordre de 200°C pour le verre de type E, et de 250°C pour le verre de type R. Ces fibres sont donc bien adaptées pour le renforcement des résines à tenue thermique élevée.[11]

Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques des fibres de verre [11]

Caractéristique	Verre type E	Verre type R
Masse volumique (Kg/m <sup>2</sup> )	2600	2550
Module de Young E <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	74000	86000
Contrainte à la rupture (N/mm <sup>2</sup> )	2500	3200
Allongement à la rupture (%)	3.5	4



Figure I.13. Les formes des fibres de verre [10]

## I.5.4. LES FIBRES D'ARMIDE [10] :

La fibre aramide de première génération est née dans les années 60. C'était une fibre polyamide aromatique, ininflammable qui ne fondait pas.

Cependant, elle ne présentait pas des caractéristiques de stabilité thermique suffisantes. En effet, en cas d'exposition à des flux thermiques intenses, les tissus se rétractaient. Dans les années 70, les fibres de deuxième génération sont apparues avec de meilleures performances de stabilité thermique. C'est au cours des années 80 que les fibres de troisième génération ont été mises sur le marché. En plus des performances techniques, elles présentent de meilleures performances textiles (souplesse, anti-boulochage).

### I.5.4.1. FABRICATION :

Les fibres d'aramides ont des fibres organiques artificielles obtenues en trois ou quatre étapes :

- Etape de polymérisation : réaction de diamines aromatiques et de déchlorures d'acides aromatiques;
- Mise en solution du polymère dans l'acide sulfurique.
- Filage par voie humide avec coagulation dans l'eau.
- Traitement thermique et étirage (pour les fibres à « haut module »).

La fibre est donc composée d'une chaîne de polyamides comprenant au moins 85 % de groupements amides reliés à deux cycles aromatiques.

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

Il existe dans le commerce plusieurs types de fibres aramides qui se différencient notamment par la position des groupements fonctionnels sur les noyaux aromatiques:

- < Les para-aramides
- < Les méta-aramides
- < Les copolymères de para-aramide

Ces matériaux existent soit sous la forme de filaments continus, de fibres coupées (de 40 à 80 mm), de fibres courtes (2 à 15 mm) ou de pulpe (jusqu'à 3 mm).[11]

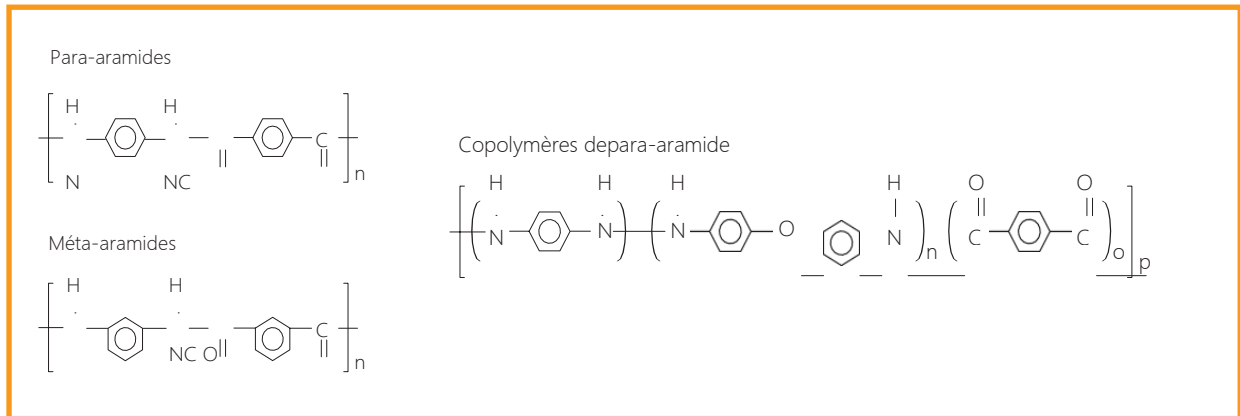


Figure I.14. Les types de fibre d'aramide [11]

## I.5.4.2. LES CARACTERISTIQUES :

Ces fibres ont comme propriétés d'allier la légèreté la ténacité, la stabilité chimique, thermique et dimensionnelle.

Le diamètre des fibres d'aramide se situe entre 12 et 15  $\mu\text{m}$ . Les para-aramides peuvent se séparer en fibrilles de diamètres inférieurs à 1 $\mu\text{m}$ . Leurs performances techniques peuvent être comparées avec celles d'autres matériaux

Les fibres d'aramide possèdent également les caractéristiques suivantes :

- Elles supportent des températures de 200 °C en moyenne (300 °C maximum) ;
- Elles ne se rétractent pas à haute température contrairement aux fibres synthétiques thermoplastiques (nylon, polyester) ;
- Elles sont résistantes au feu, auto-extinguibles, ne fondent pas mais carbonisent.

Ces fibres sont plutôt utilisées pour leurs performances mécaniques, en renforcement sous forme de filaments continus, dans l'industrie textile sous forme de fibres discontinues et dans la fabrication de matériaux de friction sous forme de pulpe.[11]

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

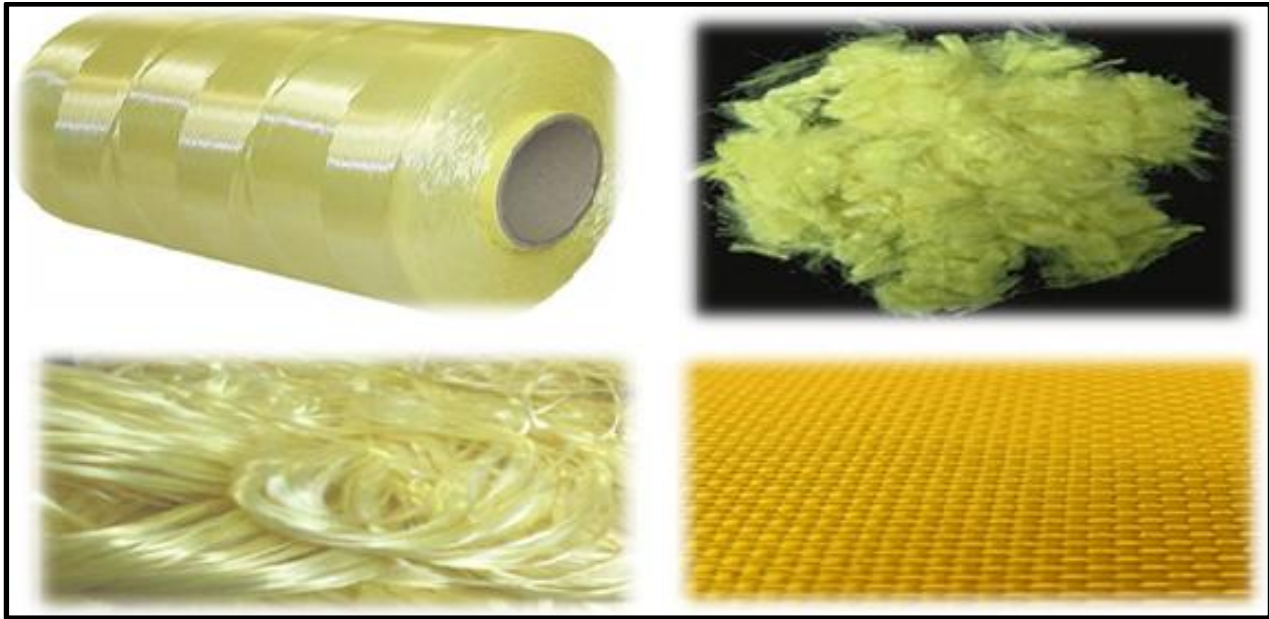


Figure I.15. Les formes des fibres d'aramide [10]

## I.5.5. CARACTERISTIQUES DES FIBRES :

Tableau I.5. Caractéristiques mécaniques des différents types des fibres[11]

	Diamètre du filament ( $\mu\text{m}$ )	Masse volumique (kg)	Module d'élasticité longitudinal ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	Module de cisaillement ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	Coefficient de Poisson	Contrainte de rupture (traction)	Allongement à la rupture (%)
Renforts	D	Mv	E	G	K	G	A
Verre E	16	2600	74 000	30 000	0.25	2 500	3.5
Verre R	10	2500	86 000	30 000	0.2	3 200	4
Carbonne HM	6.5	1800	390 000	20 000	0.35	2 500	0.6
Carbonne HR	7	1750	230 000	50 000	0.3	3 200	1.3
Armide	15	1440	Entre 70000 et 125000	40000	0.3	4100	1.9 a 4.5

## I.5.6. ARCHITECTURE DES FIBRES [10] :

Afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques des structures en composites, il est nécessaire de jouer sur la texture des renforts (leur architecture) pour créer une charpente résistante adaptée aux contraintes mécaniques. Les renforts se présentent généralement sous diverses formes : linéique, surfacique et hybrides.

### I.5.6.1. FORMES LINEIQUES :

Une fibre (diamètre environ de 10  $\mu\text{m}$ ) est trop petite pour être utilisée seule. On trouve en général, des fils ou mèches qui sont assemblés à partir de plusieurs fibres. L'unité de masse linéique est le tex (1 tex = 1g/km).

### I.5.6.2. FORMES SURFACIQUES :

#### I.5.6.2.1. TISSUS ET RUBANS :

Ce sont des nappes de fibres continues, disposés dans un plan suivant une direction bien déterminée.

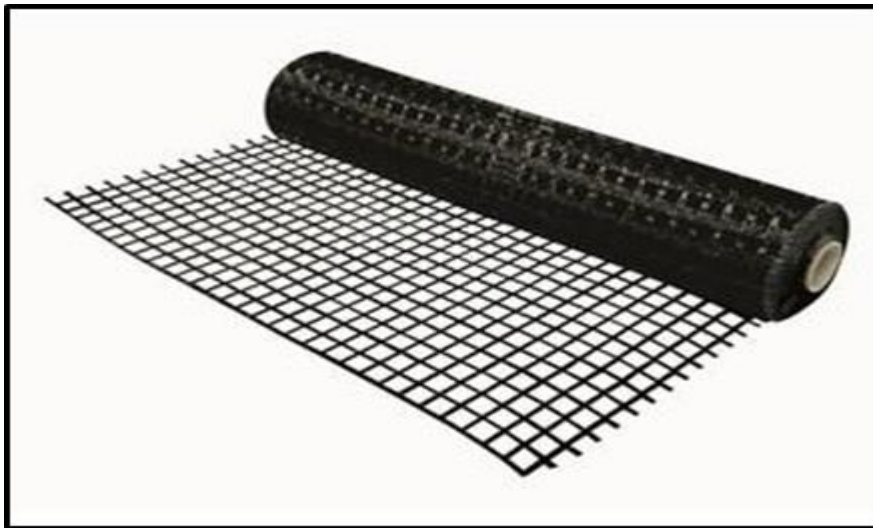


Figure I.16. Tissu en fibres de carbone.[10]

#### I.5.6.2.2. STRATIFIE [10] :

Les stratifiés sont constitués de couches successives (plis) de renfort (fils, stratifils, mats, tissus etc....) imprégnés de résine.

Chaque pli est caractérisé par le type et l'orientation du renfort

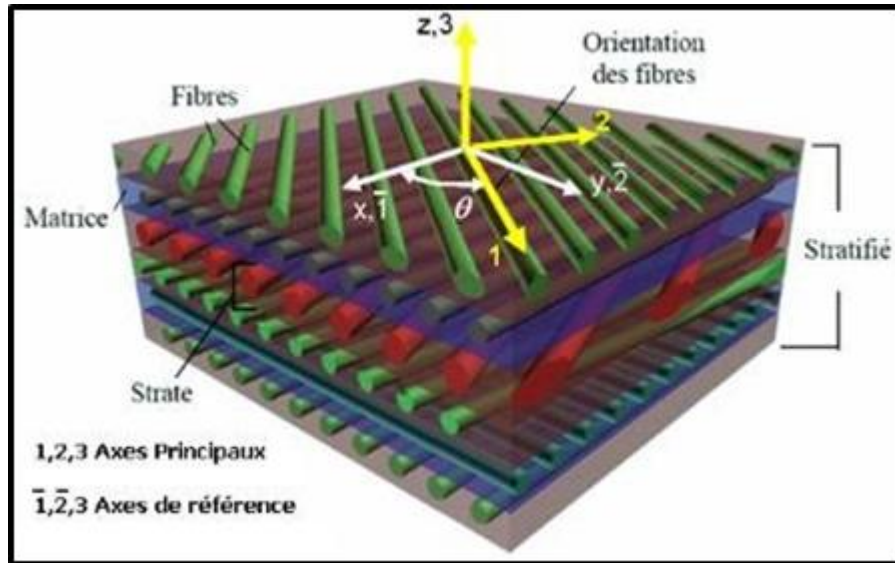


Figure I.17. Structure d'un stratifié.[10]

Tableau I.6. Performances comparées des différents types d'architecture [10]

Architecture des fibres	Comportement mécanique recherché	Orientation de la tenue mécanique	Taux maximal de renfort	Type de fibres
Fibers coupés et broyés	Moyen	Quelconque	30%	Verre
Mats fibres coupées	Moyen	Quelconque	30%	Verre ou carbone
Fibres continues	Intermediaries	Unidirection-nelle	50 à70%	Toutes
Tissu	Fort	Bi ou tri directionnel	30 à70%	Toutes
Nappe	Très fort	Unidirection-nelle (Bidirectionn-elle si superposition)	50 à85%	Toutes

## I.6. DES EXEMPLES REELS :

### I.6.1. PONT SAINT-MICHEL-TOULOUSE-FRANCE (2013) :

Le pont Saint-Michel est un pont franchissant la Garonne à Toulouse. Le pont Saint-Michel est situé en amont du Pont-Neuf, au nord de l'île du Ramier. Il relie le quartier Saint-Michel au quartier Saint-Cyprien.[12]



Figure I.18 : Pont Saint-Michel-Toulouse[12]

## Situation de départ :

L'ouvrage nécessitait un renforcement pour accueillir le passage du tramway, ce renfort ne devait pas limiter le gabarit de la Garonne car le fleuve est navigable

### ➤ Solution :

la technologie composite qui est un complément au renfort par précontrainte extérieure par torons. Ceux-ci apportent des efforts importants dans la structure existante qu'il est nécessaire de renforcer pour mieux diffuser les contraintes. Le tissu carbone est souple et léger, d'une application simple et rapide et donc parfaitement adapté à cet usage.

### ➤ Produit utilisé :

Tissu carbone pour renforcement en flexion, au cisaillement et confinement.

Tissu carbone est un tissu de fibres de carbone unidirectionnel à haute résistance pour le renforcement de structures en application par voie sèche ou humide.

Tissu carbone est collé sur la partie de structure à renforcer avec des résines époxy bi-composantes.

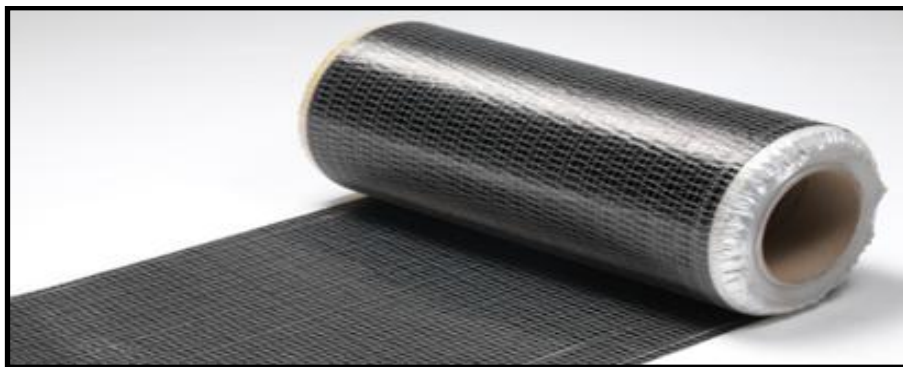


Figure I.19 : le tissu carbone[12]



Figure I.20 : Réhabilitation et renforcement du pont de Saint-Michel-Toulouse[12]

## I.6.2. PONT VASCO DE GAMA-LISBONNE-PORTUGAL :

Le viaduc sud du pont Vasco de Gama (année de construction 1998) est en cours de réparation. D'une longueur de 3 825 mètres, le tablier de ce viaduc est composé de 45 mètres de travées de plus de 85 alignements de 4 colonnes chacun, reposant sur des pieux forés situés en partie sur la rive du Tage et en partie au large. Les colonnes terrestres sont situées sur les marais salants du Samouco.

Certaines anomalies ont été détectées au niveau des colonnes et représentent la cause profonde du travail présenté. La délamination locale du béton, la fissuration, l'existence de vides, de rainures et d'irrégularités sur la couverture du béton sont quelques exemples d'anomalies constatées. Beaucoup de ces anomalies se situent au niveau de la transition pile/colonne.[13]



Figure I.21 : Pont de Vasco De Gama-Lisbonne-Portugal[13]

### ➤ Situation de départ :

La délamination locale du béton, la fissuration, l'existence de vides, de rainures et d'irrégularités sur la couverture du béton sont quelques exemples d'anomalies constatées. Beaucoup de ces anomalies se situent au niveau de la transition pile/colonne.

### ➤ Solution :

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

42 colonnes seront réaménagées, dont 32 de 2,00 m et 10 de 1,80 m de diamètre avec deux couches de tissu carbone ( $400 \text{ g/m}^2$ ) de 30 cm de large, espacées de 20 cm, et en utilisant l'équipement d'imprégnation S&P pour la pose humide.

## ➤ **Produit utilisé :**

Tissu carbone pour renforcement en flexion, au cisaillement et confinement

Tissu carbone est un tissu de fibres de carbone unidirectionnel à haute résistance pour le renforcement de structures en application par voie sèche ou humide.

Tissu carbone est collé sur la partie de structure à renforcer avec des résines époxy bi-composantes



**Figure I.22 : Réhabilitation et renforcement du pont de Vasco De Gama-Lisbonne[13]**

## **I.6.3. SALLE DE CONFERENCE UNIVERSITE DE BOUMERDES ALGERIE :**

Après le séisme de BOUMERDES en 2003, l'examen visuel global permet de dire que l'ensemble des éléments structuraux horizontaux et verticaux ont été capables de transmettre et de dissiper les actions sismiques jusqu'aux fondations.

Cependant, certains poteaux courts ont été fortement endommagés, Les poutres présentent des déformations de flexion dans le plan vertical en parties centrale, liées au fluage du béton et le séisme a provoqué l'effondrement des faux plafonds. [14]Le renforcement des poteaux est achevé à 100% ; la solution adoptée étant un chemisage.



**Figure I.23: Salle de conférence université de BOUMERDES-ALGERIE [14]**

# CHAPITRE I : REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES D'ART PAR LES MATERIAUX COMPOSITES

## I.6.4: AUTRES EXMPLES REELS DE RENFORCEMENT D'UN OUVRAGE D'ART :

- Renforcement du couronnement des piles vis-à-vis de l'effort tranchant + augmentation de la ductilité des piles sur le Pont d'Arroyo Quemado (Californie)[15]



Figure I.24: Pont d'Arroyo Quemado (Californie)[15]

- Réhabilitation sismique du Knight Street Bridge (Canada), les têtes de piles de réopndant plus aux exigences de conception parasismique de Colombie-Britannique [15]



Figure I.25: Pont Knight Street Bridge (Canada)[15]

## I.7. CONCLUSION :

Nous concluons que :

- Le traitement des principales causes de dégradation et la compréhension des désordres dans les ouvrages d'art facilitent le meilleur choix de la méthode de renforcement ou de la réhabilitation. Et par conséquent, la durée de vie maximale peut être obtenue.
- L'utilisation des matériaux composites pour le renforcement des structures présente un intérêt particulièrement intéressant. Les matériaux composites sont légers et ont des caractéristiques mécaniques élevées.
- Pour que le matériau soit performant, il doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. C'est pour cette raison qu'on a résumé les caractéristiques en plus les avantages et les inconvénients de chaque type de résine et pour chaque type renfort.

# **CHAPITRE II**

***PRESENTATION DE L'OUVRAGE***

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.1. INTRODUCTION :

Dans la démarche de l'étude d'un projet d'ouvrage d'art neuf, on doit recenser toutes les données nécessaires ainsi que les contraintes connues pour pouvoir mettre en évidence toutes les solutions de franchissements possible, et ce, dans le but d'arrêter la solution la mieux adaptée et répondant au niveau d'exigences (technique, économique et esthétique).

On présente dans la suite de chapitre, les données d'entrée principales prises pour la conception de notre ouvrage.

### I.2. PRESENTION DU PROJET :

Les renseignements communiqués par le bureau d'étude sur l'ouvrage projeté sont les suivants :

L'ouvrage s'inscrit dans un tronçon d'une Liaison autoroutière reliant le Port de Ténès à l'autoroute Est-Ouest sur 22 km (Wilaya de Chlef) en 2 tabliers avec 2x2 voies chacun au PK30+314.

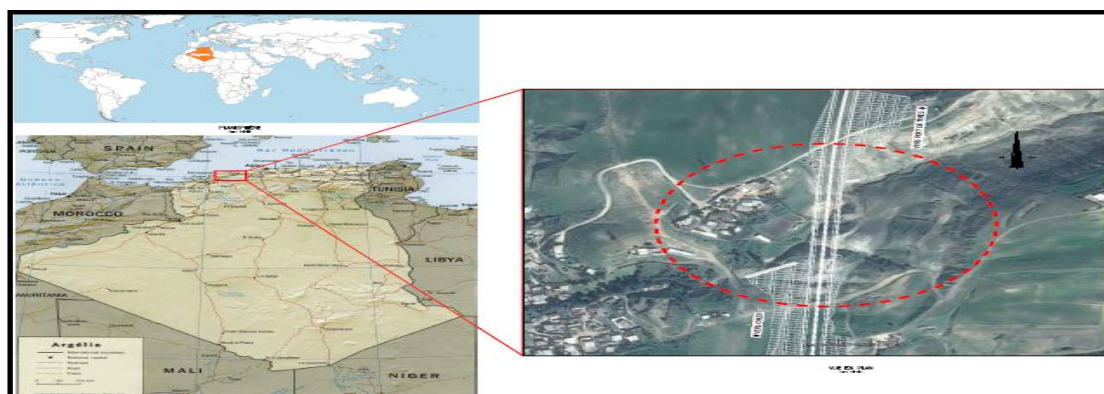


Figure II. 1. Carte de la région de l'ouvrage

### I.3. LES DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

#### I.3.1. TRACÉ EN PLAN :

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

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale voisine de 167 m.

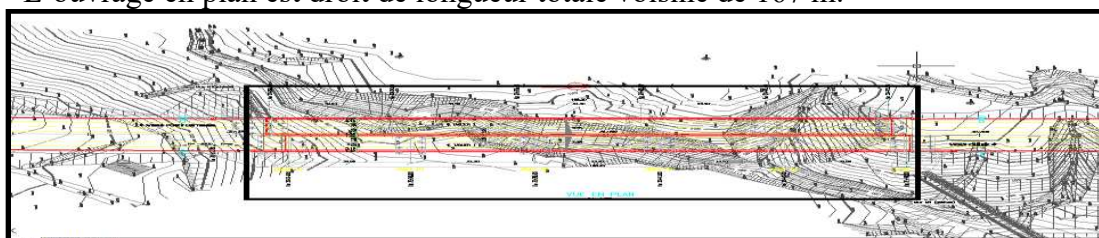


Figure II. 2. Vue en plan

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.3.2. PROFIL EN LONG :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de **0.75%**.

Le tracé de la route où l'ouvrage d'art se développe dans un alignement rectiligne.

Le profil longitudinal du tracé (ligne rouge) décrit une courbe convexe de rayon égale à 49700m.



Figure II. 3. Profil en long

### I.3.3. PROFIL EN TRAVERS :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussées est définie par :

- 2 tabliers avec 9.75m de largeur roulable, un pour chaque sens de circulation, avec :
- 2 voies de 3.50m de largeur;
- 1 bande droit avec 2.15m de largeur ;
- 1 bande gauche avec 0.60m de largeur ;
- 2 Barrières de sécurité
- Le dévers : 2.5 %.
- Largeur des trottoirs :  $l_t = 1,4 \text{ m} / 0,9 \text{ m}$  chacun.
- Largeur chargeable :  $l_c = 8,75 \text{ m}$

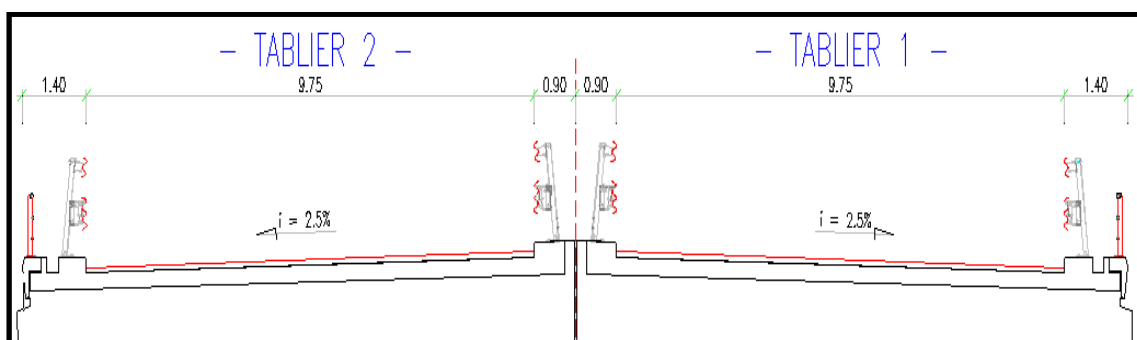


Figure II. 4. Profil en travers

## I.4. LES DONNEES NATURELLES :

Les données naturelles sont les éléments relatifs à l'environnement qui influencent l'ouvrage projeté, Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

### I.4.1 LES DONNEES GEOTECHNIQUES

La campagne de reconnaissance géotechnique accomplie par LTPO consistait à l'exécution des 3 sondages carottés avec 40 m de profondeur (désigné comme SP46, SP47 et SC25) avec essais pressiométriques.

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La campagne de reconnaissance géotechnique accompli par ETRHB/3GEOTECH.BTP et HADDAD consistait à l'exécution des 6 sondages carottés avec 30 m de profondeur (désigné comme S2-30/01-1 à S2-30/01-6) avec essais SPT ou essais pressiométriques. Dans tous les sondages carottés ont été effectués essais de laboratoire sur plusieurs échantillons sélectionnés.

Dans l'étude géotechnique il peut être résumé le suivant :

Les sondages carottés réalisés ont permis de mettre en évidence l'existence d'un sol actuel de terre végétale, avec des épaisseurs variant entre 0.5 et 0.8 m. Ci-dessous se produire marne jaune, sableuse à certains niveaux.

Sur les sondages S2 30/01-1 à S2 30/01-6 ont été reconnus marne limoneuse beige à brunâtre et limon argileux à argile limoneuse brunâtre peu plastique; marne grisâtre à gris brunâtre peu plastique et marne gris verdâtre à brunâtre parfois finement sableuse et de consistance raide. Dans certaines des sondages, à partir des profondeurs variant entre 13.0 et 26.0 m ont été reconnus sable fin beige à brun rougeâtre avec passages décimétrique consolidé. Les valeurs de pourcentage de récupération obtenu dans le carottage étaient entre 51 et 95% pour les formations de marne et de sable fin.

Les valeurs SPT obtenues pendant le forage varie entre 34 et 82.

Les analyses effectuées sur la totalité des échantillons analysent, traduisent la nature fine des sols en place. Les valeurs des teneurs en eau naturelles mesurées varient entre 11.16% et 22.33%. Les sols identifiés sont des sols moyennement à peu plastiques (IP entre 22 et 33%), avec valeurs des WL entre 44 et 63%. La densité sèche varie entre 1.60 et 1.99 t/m3.

Sur les tests cisaillement rectiligne ont été obtenus valeurs de cohésion non drainé entre 29.8 KPa et 87.4 KPa et angle de frottement entre 18.7° et 32.1°.

Dans les sondages S2 30/01-1, S2 30/01-2 et S2 30/01-5 il a été détecté la présence du niveau d'eau entre 17.0 et 25.0 m de profondeur».

Ainsi, les fondations du pont sont du type profond réalisées par pieux jusqu'à la profondeur qui sera définie dans le projet d'exécution

### I.4.2 LES DONNEES SISMIQUES :

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

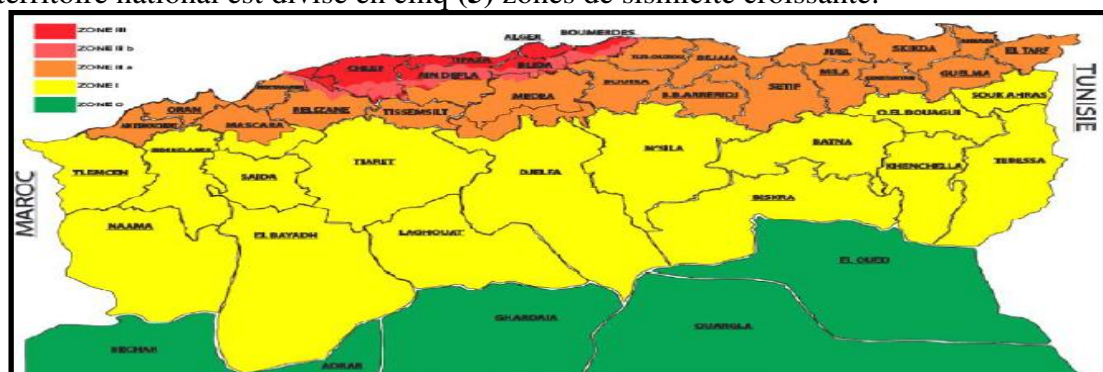


Figure II. 5. Carte de zonage sismique nationale

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

D'après le zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée).

Tableau II. 1. Accélération de la zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	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 règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art (RPOA), permet d'évaluer l'effet du séisme en calculant un coefficient dit « d'accélération de zone » qui dépend de deux paramètres dont le premier est le groupe de pont, qui rester dans notre cas dans **groupe 2**, le deuxième paramètre c'est la zone sismique où l'ouvrage se situe, notre ouvrage est situé dans la willaya de CHLEF appartenant à une **zone III de sismicité** moyenne d'un coefficient d'accélération de région **A=0,30**.

### I.4.3 LES DONNÉES CLIMATIQUES :

#### I.4.3.1 LE VENT :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le RCPR. Donc on prend une surcharge du vent réparti de **1.25KN/m<sup>2</sup>** en cours de réalisation.

#### I.4.3.2 LA TEMPÉRATURE :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son impact au niveau des joints et des appareils d'appui.

On adopte la variation de température uniforme conformément au RCPR :

.pour le proche et moyen sud :  $+45^{\circ}\text{C}$  et  $-20^{\circ}\text{C}$ .

.la température c'est moyennement de  $18.6^{\circ}\text{C}$ .

### I.4.4 DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES :

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 394 mm par an.

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

# **CHAPITRE III**



***CONCEPTION GENERALE***

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

---

### III.1. INTRODUCTION :

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

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

### III.2. CRITERE DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :

Le choix de type d'ouvrage résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite principalement :

- Le recueil des données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Le recueil des données naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi (oued).
- Les positions possibles des appuis.
- L'ouverture de l'ouvrage (portée modeste, grande ou très grande).
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.

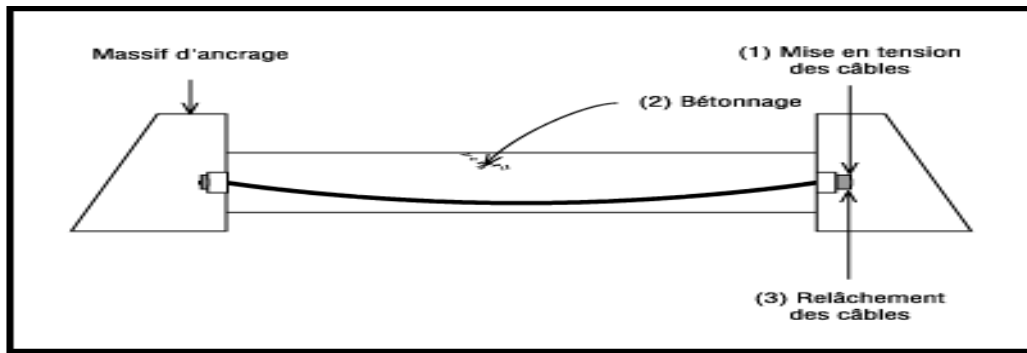
Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employés.

### III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :

Les trois variantes qu'on a proposées sont :

#### III.3.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES (PRE TENSION) PRAD :

Ce type d'ouvrage comporte une succession de travées isostatiques. Les poutres sont précontraintes par câbles pré tension, qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. Occuper une gamme de portées allant de 10m à 35m.



**Figure III.1. Morphologie générale de pont type prad**

### III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01 :

Cette variante comporte CINQUE travées de longueur égales  $L=33.40$  m où le tablier est constitué de poutres précontraintes par pré tension de hauteur constante ( $H=1.50$ m), solidarisées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place et en béton armé d'épaisseur égale à 25cm.

Le nombre des poutres  $N$  est déterminé par le rapport entre le largeur chargeable de tablier et entraxe en tenant compte de position de poutre rive :

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

Avec  $La$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité:  $11.65 - 0.515 - 0.765 = 10.37$  m.

: L'entraxe des poutres fixé à 1 m.

$$N = \frac{10.37}{1} + 1 = 11.37$$

On adopte :  $N = 11$  poutres

### III.3.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

#### III.3.1.2.a. Entraxe entre deux poutres :

$$0,9 \leq d \leq 1,0 \text{ m}$$

On fixe l'entraxe  $d = 1.036$ m.

#### III.3.1.2.b. Le nombre des poutres :

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

$La$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité

$$La = 10.37 \text{ m}$$

$$N = \frac{10.37}{1.036} + 1 . \text{ Donc } N = 11.$$

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

### III.3.1.2.c. La hauteur des poutres :

$$0,8\text{m} \leq H_P \leq 1,60 \text{ m}$$

On fixe la hauteur des poutres  $H_P = 1,30\text{m}$ .

### III.3.1.2.d. L'épaisseur de l'âme :

$$E \geq 14 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $E = 15\text{cm}$ .

### III.3.1.2.e. La largeur de table de compression :

$$0,50 \leq L \leq 0,80 \text{ m}$$

On prend largeur de table de compression  $L = 0,60 \text{ m}$ .

### III.3.1.2.f. La largeur de talon :

$$0,4 \leq L_T \leq 0,5 \text{ m}$$

On prend largeur de talon  $L_T = 0,45 \text{ m}$

### III.3.1.2.g. L'épaisseur de talon :

On prend  $E_T = 15 \text{ cm}$ .

### III.3.1.2.h. L'épaisseur de la dalle :

$E_H \geq 15 \text{ cm}$ . Justification ou poinçonnement par charge concentré.

On prend une épaisseur  $E_H = 25 \text{ cm}$

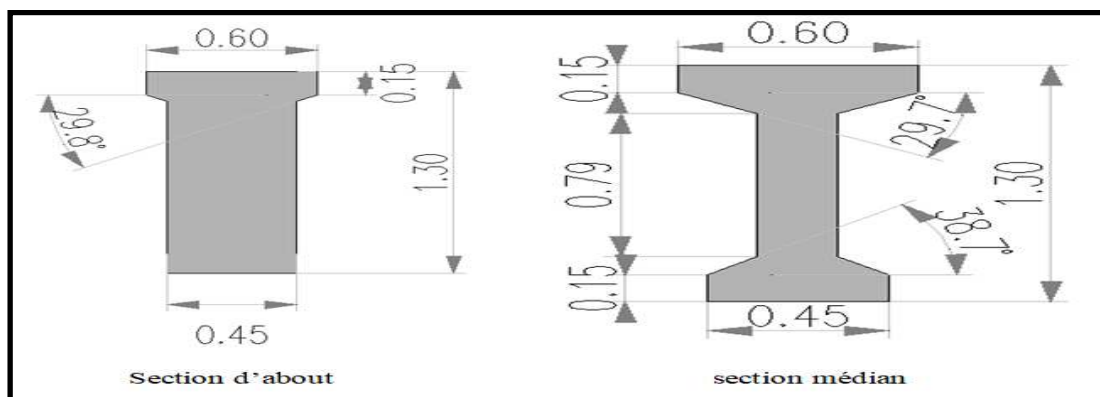


Figure III.2. Différentes sections de la poutre de la variante 01

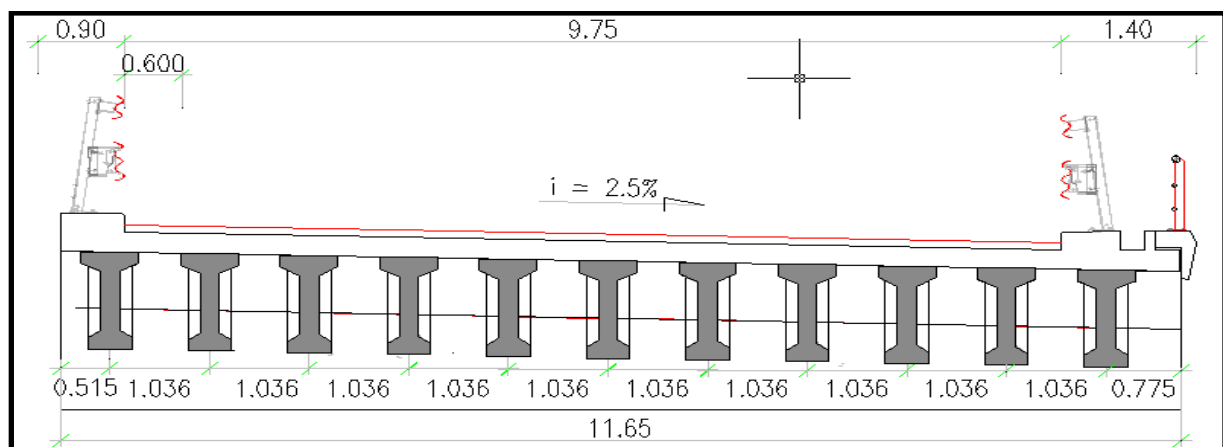


Figure III.3. Sections transversales du tablier de la variante 01.

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

### III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01 :

Tableau III.1. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01

LES AVANTAGES :	LES INCONVENIENTS :
<ul style="list-style-type: none"><li>- Limitation des fissures (béton comprimé).</li><li>- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.</li><li>- La simplicité de la réalisation du procédé.</li></ul> Une bonne collaboration du béton et des armatures.	<ul style="list-style-type: none"><li>- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.</li><li>- Poids très important.</li><li>- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.</li><li>- La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.</li><li>- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.</li></ul>

### III.3.2. VARIANTE 02 : PONT MIXTE :

Un pont mixte bipoutre est un pont constitué d'un tablier composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'un squelette métallique constituée des poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle.

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

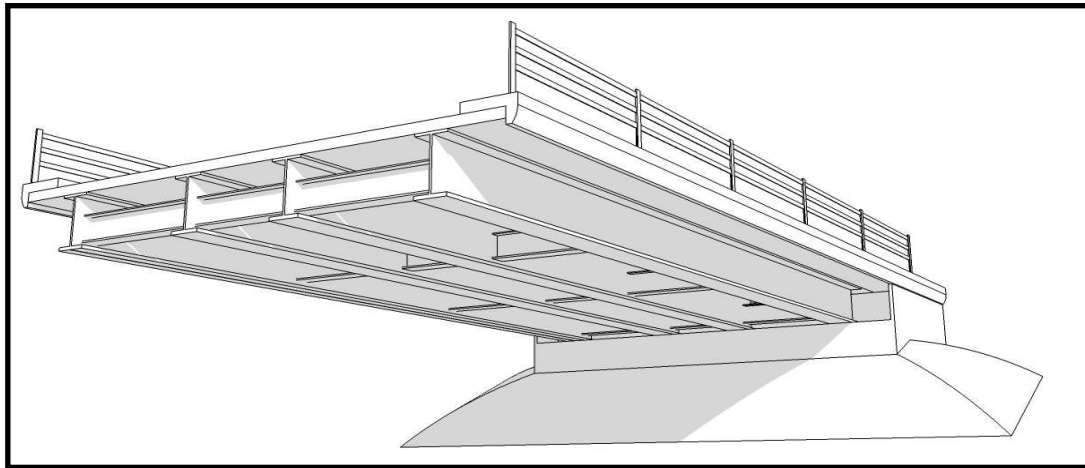


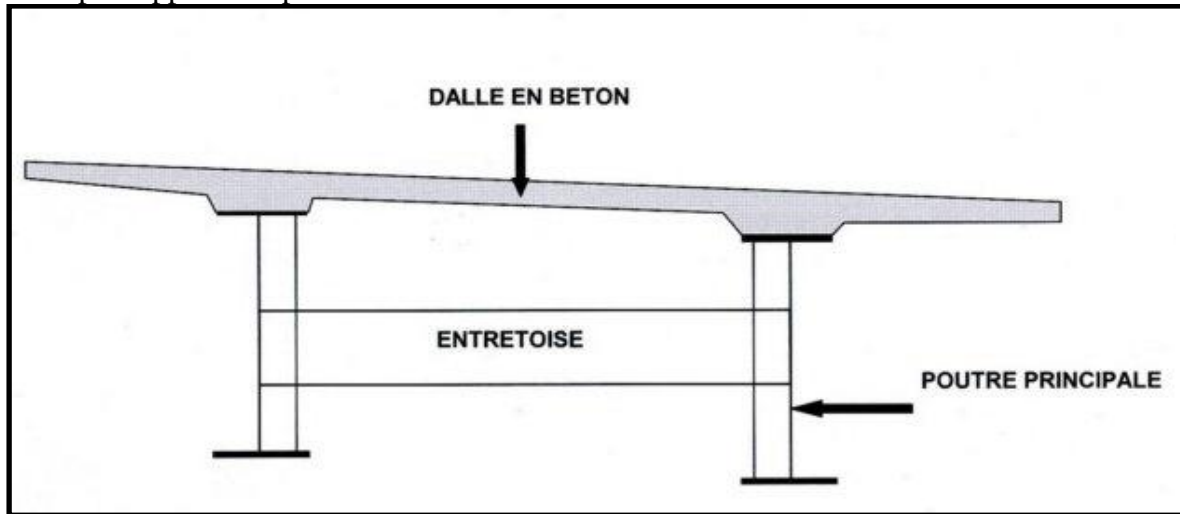
Figure III.4. Morphologie générale de pont mixte

#### III.3.2.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 02 :

Dans cette variante, on propose un pont mixte bipoutre de longueur totale de 166.3m, composé de 4 travées : 2 travées principales de 50 m et 2 travées de rives de 33.15 m. avec un tablier constitué d'une dalle de couverture en béton armée coulée en place dans notre cas parce que la largeur 11.89m est inférieure à une quinzaine de mètres, elle assure le rôle de table de compression, Relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

liaison appelés connecteurs (des goujons) , dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.



**Figure III.5. Composition d'un tablier bipoutre mixte**

### III.3.2.2. REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

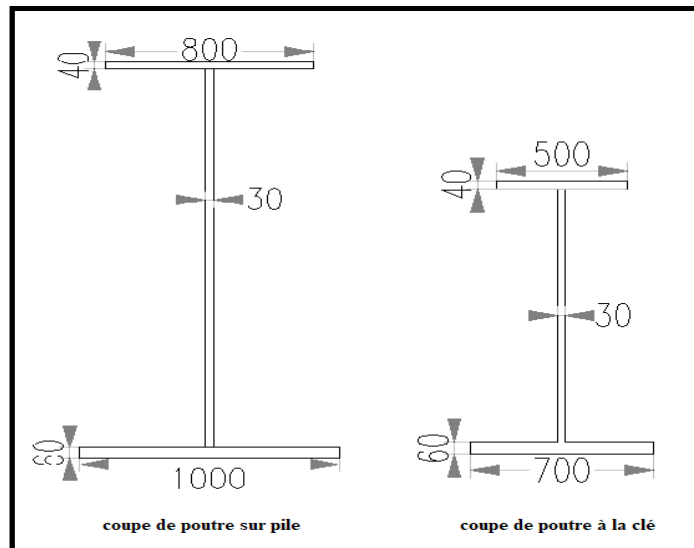
Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, leurs pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA.

Le tableau si dessous résume les dimensions des poutres principales sur pile et à la clé de la variante 2 :

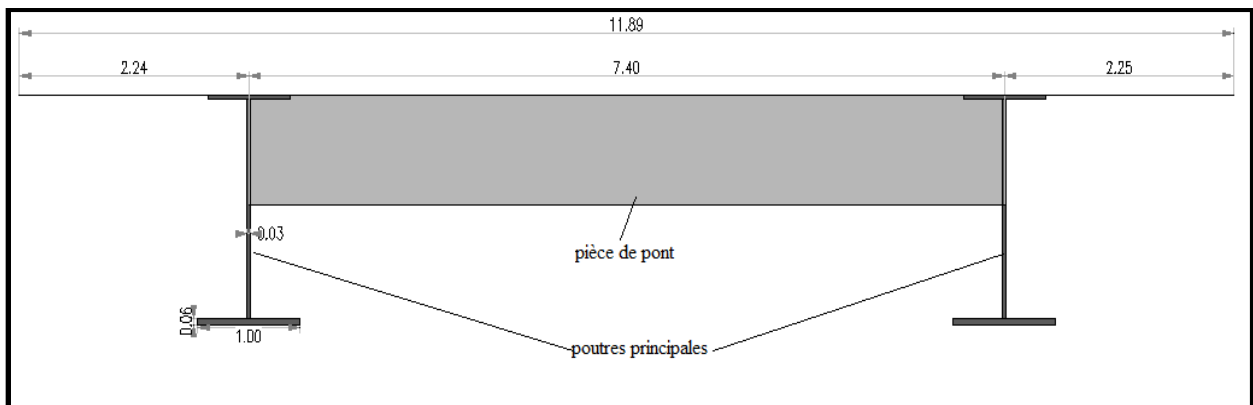
**Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la variante 02**

ELEMENTS		RATION USUEL	RESULTATS
Hauteur des poutres	sur pile	$H_p = L/25$	2m
	à la clé	$L/50 \leq H_c \leq L/40$	1.2m
Épaisseur de l'âme		$t_w \geq 12\text{mm}$	30mm
Largeur de la semelle supérieure	sur pile	$400\text{mm} \leq b_{\text{sup}} \leq 1\ 000\ \text{mm}$	800mm
	à la clé		500mm
Largeur de la semelle inférieure	sur pile	$500\text{mm} \leq b_{\text{inf}} \leq 12\ 00\ \text{mm}$	1000mm
	à la clé		700mm
Loi de variation parabolique		$H(x) = H_p - 2 \times (H_p - H_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 + (H_p - H_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2$	
Épaisseur de la semelle supérieure		$20\ \text{mm} \leq t_{w\text{-sup}} \leq 150\text{mm}$	40mm
Épaisseur de la semelle inférieure		$20\ \text{mm} \leq t_{w\text{-inf}} \leq 150\text{mm}$	60mm
Hauteur de l'entretoise		$L_t / 15 \leq H_{ep} \leq L_t / 10$	1000mm
Épaisseur de l'âme		$10\text{mm} \leq t_{w\text{-ep}} \leq 12\ \text{mm}$	11mm
Largeur de la semelle		$220\ \text{mm} \leq t_{w\text{-ep}} \leq 300\ \text{mm}$	270
Épaisseur de la semelle		Environ de 20 mm	20mm

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE



**Figure III.6. Coupe transversale des poutres principales de la variante 02**



**Figure III.7. Coupe transversale de la variante 02**

### III.3.2.3. AVANTAGE ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE02 :

**Tableau II.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 02**

LES AVANTAGES :	LES INCONVENIENTS :
<ul style="list-style-type: none"> <li>- La légèreté, donc la diminution de la charge sur les fondations. (nombre des pieux).</li> <li>- La rapidité d'exécution.</li> <li>- Bonne résistance aux séismes.</li> <li>- N'est pas sensible au tassement différentiel.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.</li> <li>- Le risque d'instabilité de forme, exige des vérifications à tous stades de montage.</li> <li>- Le risque de voilement.</li> <li>- Le coût de l'acier est très élevé.</li> <li>- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.</li> <li>- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.</li> <li>- les ouvrages mixtes sont un peu plus souples.</li> </ul>

### III.3.3. VARIANTE 03 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES (POST TENSION) VIPP:

Ce type d'ouvrage comporte une succession de travées indépendantes, ou les poutres sont précontraintes par câbles post tension Leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre.

Les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m.

Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

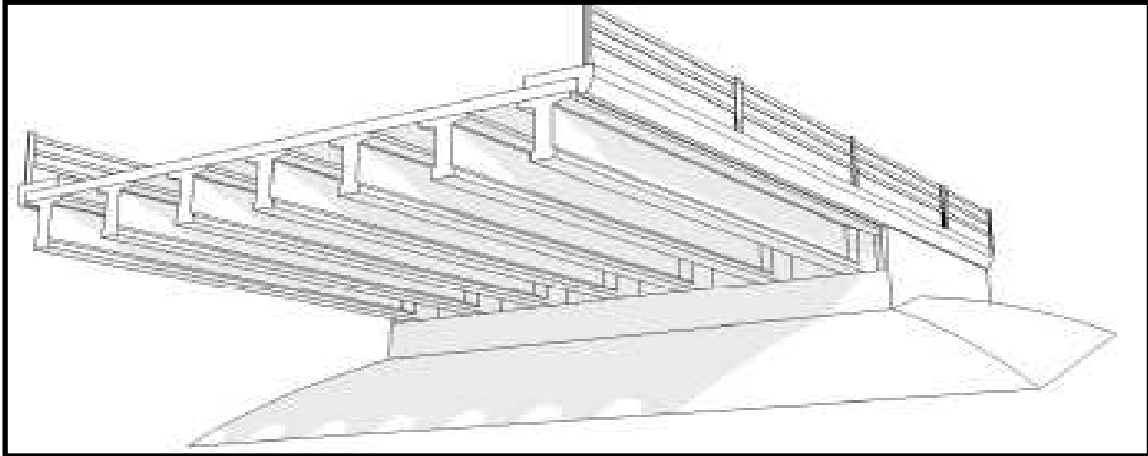


Figure III.8. Morphologie générale de pont type VIPP

#### III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03 :

Cette variante comporte CINQUE travées de longueur égales  $L=33.40$  m où le tablier est Constitué de poutres précontraintes par post tension de hauteur constante ( $H=1.50$ m), solidarisées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place et en béton armé d'épaisseur égale à 25cm.

Le nombre des poutres  $N$  est déterminé par le rapport entre le largeur chargeable de tablier et entraxe en tenant compte de position de poutre rive :

$$N = \frac{l}{\lambda} + 1$$

Avec  $l$  : largeur de la dalle - le débord :  $11.89 - 0.515 - 0.765 = 10.61$  m.

:  $L$ 'entraxe des poutres fixé à 1.768 m.

$$N = \frac{10.86}{1.768} + 1 = 7.1$$

On adopte :  $N = 7$  poutres.

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

### III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Selon les documents de SETRA :

**Tableau III.4. Espace de pré-dimensionnement**

ELEMENTS	RATION USUEL	RESULTATS	///
Longueur totale de poutre	///	33.40 m	///
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$ $1.67 < H_t < 1.96$	$H_t = 1.75\text{m}$	Il dépend de la portée
L'épaisseur de la dalle	$16 \leq e \leq 25$	$e = 0.25\text{m}$	////
Hauteur de la poutre	$H_p \approx H_t - e$	$H_p = 1.50\text{m}$	///
La largeur de la table de compression	$0,6 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$ $0.9 \leq b \leq 1.05$	On prend $b = 1.03\text{m}$	///
Épaisseur de la table de compression	$10\text{cm} \leq e_1 \leq 15\text{cm}$	$e_1 = 0.11\text{m}$	Pour satisfaire de bonne mise en place des armatures passives
Inclinaison de la table de compression	$1/15 \leq \beta \leq 1/10$	$\beta = 10.75^\circ$	///
Gousset supérieur/inférieur	$30^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	pour faciliter l'exécution
La largeur du talon	$40\text{ cm} \leq L_t \leq 90$	$L_t = 0.47\text{m}$	///
Épaisseur du talon	$10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$	$e_t = 0.15\text{m}$	///
Entretoise d'about	$E_{ent} = 30\text{ cm}$	$e = 0.5\text{m}$ , $h = 0.5\text{m}$	Pour faciliter l'accès aux appareils d'appui
Épaisseur de l'âme $B_o$ en zone d'about	$E_{a\text{-about}} \approx E_{a\text{-median}} + 30\text{cm}$	$E_{a\text{-about}} = 0.47\text{cm}$	pour résister à l'effort tranchant max
Épaisseur de l'âme $b_y$ à mi-travée	$3 \times \emptyset (\emptyset = 8\text{cm}) \leq E_{a\text{-median}}$	$E_{a\text{-median}} = 0.21\text{m}$	L'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum
Entraxe des poutres	$1.30\text{ m} \leq \lambda \leq 2.00\text{ m}$	$\lambda = 1.768\text{m}$	///
Nombre des poutres	$N = L / \lambda + 1$	$N = 7$	///

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

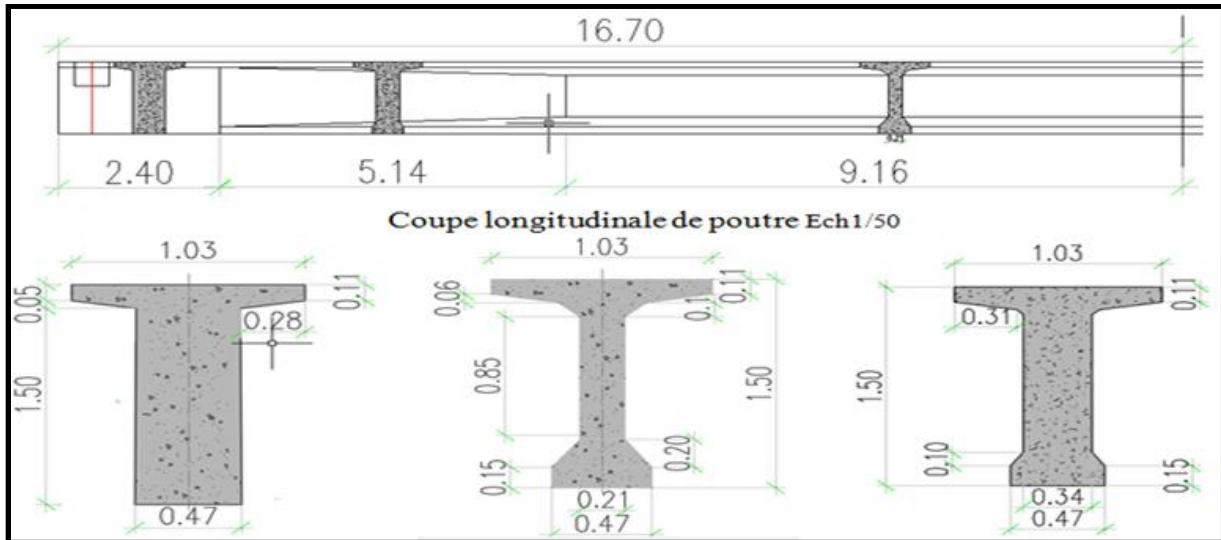


Figure III.9. Différentes sections de la poutre de la variante 03.

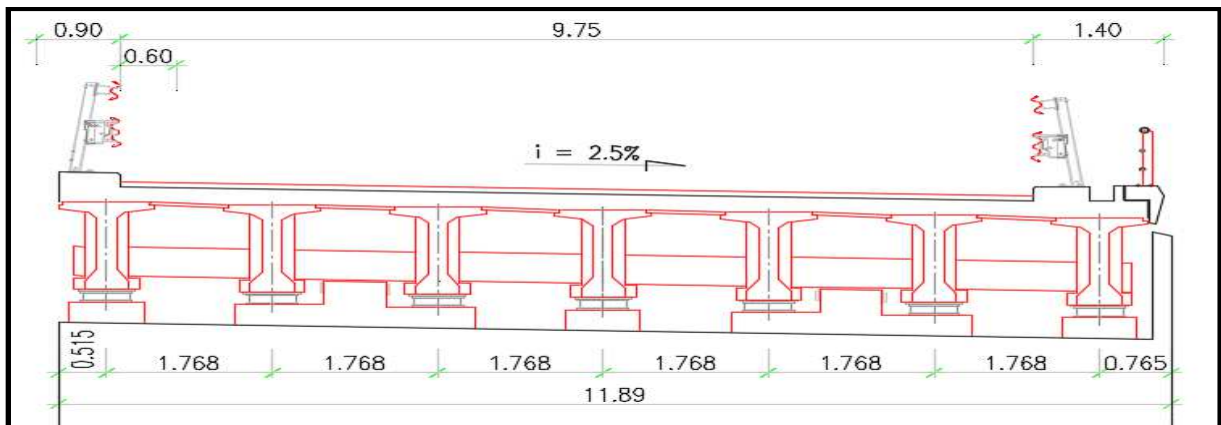


Figure III.10. Sections transversales du tablier de la variante 03.

### III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE03 :

Tableau III.5. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 03

LES AVANTAGES :	LES INCONVENIENTS :
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Limitation des fissures (béton comprimé).</li> <li>- franchissement des grandes portées.</li> <li>- Réduire le délai d'exécution.</li> <li>- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.</li> <li>- Les poutres à un bon rendement mécanique.</li> <li>- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poids très important.</li> <li>- Sensibilité au tassement différentiel.</li> <li>- Le tablier est sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit surtout les poutres de rive.</li> <li>- La nécessiter de qualification de la main d'ouvre pour l'exécution de la Précontrainte.</li> </ul>

## CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

### III.4. ANALYSE MULTICRITERES :

#### III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES :

Tableau II.6. Espace de comparaison

	POUTRE PRECONTRAINTE (Pré tension)	MIXTE	POUTRE PRECONTRAINTE (post tension)
ECONOMIE	Coût Elevé	Coût très élevé par rapport les autres possibilités	Coût moins Élevé
ENTRETIEN	De faible Fréquence	C'est l'inconvénient major	De faible Fréquence
EXECUTION	Moyen	Facile a exécuté par rapport les autres variantes	Moyen
ESTHETIQUE	Moyen	Mauvais vue longitudinale	Moyen

#### III.4.2. CONCLUSION :

Après la comparaison des trois variantes et analyse des avantages et inconvénient de chacune des variantes, nous avons opté pour la variante « pont à poutres préfabriquées post tension », puisque à notre avis, elle est la solution la plus adaptée.

# CHAPITRE IV

*HYPOTHESES DE CALCUL ET  
CARACTÉRISTIQUES DES  
MATÉRIAUX*

# CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

## IV.I. HYPOTHESES DE CALCUL

### IV.I.1. LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS (Les normes utilisées) :

#### IV.I.1.1 LE REGLEMENT RCPR 2008 :

Le règlement RCPR définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leur effet, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

#### IV.I.1.2. LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008) :

Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Ce règlement nous conduire à faire sortir :

- La classe de pont ;
- La zone sismique ;
- Le coefficient d'accélération de zone ;
- Le spectre de reponse ;
- Les déplacements des piles.

#### IV.I.1.3. BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99

Ensemble des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limitent.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

- Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage :
  - a. État limite ultime d'équilibre statique (renversement d'un mur de soutènement) ;
  - b. État limite ultime de résistance (des matériaux constitutifs...) ;
  - c. État limite ultime de stabilité de forme (flambement...).
- Les états limites de service (ELU) au-delà desquels les conditions d'exploitation normale ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :
  - a. état limite de résistance à la compression du béton ;
  - b. état limite de déformation (flèche) ;

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

c. état limite d'ouverture des fissures (corrosion des armatures).

Les circonstances dans lesquelles ces états limites se rencontrent, et les conséquences d'un dépassement de ces seuils étant très différentes selon qu'il s'agit d'un ELU ou d'un ELS, la vérification de la construction conduit à des calculs eux aussi très différents. En ce qui concerne :

- Les actions à prendre en compte et la façon de les combiner (pondération).
  - Le comportement du matériau (et des sections des poutres) à utiliser.
- ✓ A l'ELU : une section de poutre BA est amenée à la rupture lorsque le béton comprimé ou l'acier tendu dépasse leur capacité de résistance et entrent en plasticité. Le calcul est donc mené dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux le domaine élastique étant dépassé.
- ✓ A l'ELS : est atteint bien que la structure soit encore loin de son effondrement par exemple du fait d'une trop grande déformabilité d'un élément. Le calcul est mené dans l'hypothèse d'un comportement élastique des matériaux.

### IV.I.1.4. BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES (BPEL91) MODIFIE 99 :

(Le fascicule 62 titre II, section II).

Relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint. Ce texte, dit (Règles BPEL 91), introduisait notamment la prise en compte des bétons à hautes performances BHP, présentant une résistance caractéristique en compression allant jusqu'à 60 mégapascal (60 MPa). Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites. Il s'agit essentiellement d'états limites de services et d'états limite ultime, on distingue:

- Les états limites ultimes qui correspondent à la limite :
  - Soit de l'équilibre statique ;
  - Soit de la résistance ;
  - Soit de la stabilité de forme ;
  - Soit l'état limite de la fatigue.
- Les états limites de service qui sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité.

### IV.I.1.5. LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO) :

Les présents documents constituent un guide de conception des VIPP et aussi des différents autres ouvrages concernant « conception des ponts de CALGARO », ils traitent également de la construction du tablier en mettant l'accent sur les particularités des techniques employées.

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

### IV.I.II. MODELES DE CALCUL :

Notre ouvrage sera calculé manuellement et il sera vérifié automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base des éléments finis comme : ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014, pour le calcul de la précontrainte ROBOT EXPERT et des pages électroniques de calcul (MICROSOFT EXCEL) développées et notamment l'AUTOCAD pour le calcul et le dessin.

### IV. II. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

L'étude d'un pont est généralement conditionnée par le choix et la qualité des matériaux de construction, de ce fait, nous présenterons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de cet ouvrage ainsi que leurs caractéristiques.

#### IV. II. 1. BETON :

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats, et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. En faisant varier la nature et les proportions des composants, on obtient des bétons aux propriétés et caractéristiques très différentes.

#### IV. II. 1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée  $f_{c28}$  et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton (généralement elle est de l'ordre de 20 MPa à 40MPa).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa.}$$

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

Avec :  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$  Pour la superstructure ;

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  pour l'infrastructure.

Poids propre du béton = 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### IV.II. 1.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION :

La résistance caractéristique à la traction se déduit conventionnellement par la relation :

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

Avec :

$f_{tj} = 3.0 \text{ MPa}$  pour la superstructure ;

$f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$  pour l'infrastructure.

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

### IV. II. 1.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE :

Contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

#### IV. II.1. 3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION :

##### ➤ A l'ELU :

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL :

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

Où Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

- $\theta = 1.00$  Lorsque La durée d'application considérée est supérieure à 24h
  - $\theta = 0.90$  Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
  - $\theta = 0.85$  Lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- ✓ Dans notre cas on prend  $\theta = 1$ .

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$  En situation durable ou transitoire (fondamentales) ;
  - $\gamma_b = 1.15$  En situation accidentelle (en construction).
- ✓ Dans notre cas on prend  $\gamma_b = 1.5$  pour une situation durable et transitoire.

On aura pour notre ouvrage :

- ✓  $f_{bu} = 22.66$  MPa pour la superstructure ;
- ✓  $f_{bu} = 17$  MPa pour l'infrastructure.

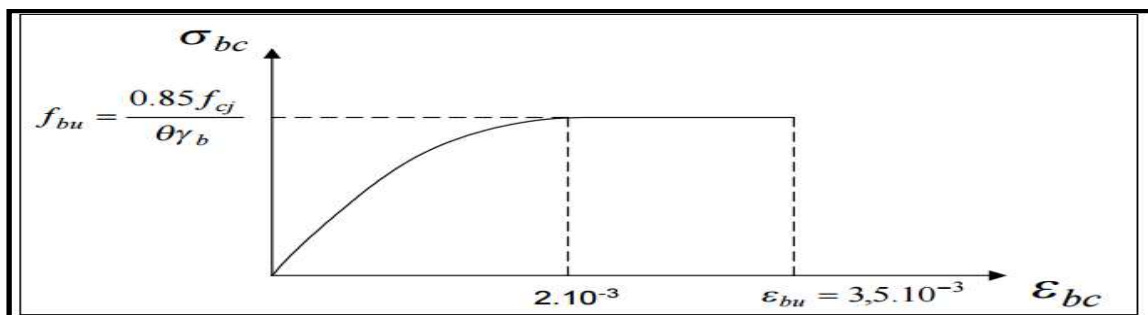


Figure IV.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.

##### ➤ A l'ELS :

$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28}$  en services

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$  en construction

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Donc :

- ✓  $\sigma_{bc}$  = En service : 20 MPa pour la superstructure et 15 MPa pour l'infrastructure.
- ✓  $\sigma_{bc}$  = En construction: 24 MPa pour la superstructure et 18 MPa pour l'infrastructure.

### IV. II.1. 3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION :

Selon le cas, la contrainte maximale de traction du béton risque d'être atteinte lors de la construction, de ce fait cette contrainte est limitée lors du calcul de la précontrainte selon la classe de la précontrainte.

CLASSE II :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares :  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage et 1,5  $f_{tj}$  ailleurs ;
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :  $f_{tj} = 0$  dans la section d'enrobage ; -
- En situation d'exécution : 0,7  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage et 1,5  $f_{tj}$  ailleurs.

### IV. II.1. 3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES AU CISAILLEMENT

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- Par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_{21} = \sigma_x \times \sigma_t + 0.4 f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

- Par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_{22} = \sigma_x \times \sigma_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante, elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales. (Si  $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$ ) Avec :  $\tau = \min(\tau_1, \tau_2)$

En cas de traction donc le béton, Lorsqu'une vérification est nécessaire en un point où  $\sigma_x < 0$ , les conditions précédentes sont remplacées par :

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

- $\sigma_x$ : est la contrainte normale à la section, calculée à partir de la section nette de la poutre.
- $\sigma_t$ : est la contrainte normale transversale, c'est-à-dire agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.
- $\tau$  est la contrainte tangente (ou de cisaillement) de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

### IV. II.1. 4. DEFOMATION :

#### IV. II.1. 4.1. DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON :

On considère le module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" est défini par les règles BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}$$

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$E_{vj}= E_{ij} / 3=3700(f_{cj})^{1/3}$$

#### IV. II.1. 4.2. DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G=E / 2(1+v)$$

Avec v : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson v prend les valeurs suivantes :

- v = 0,20 pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- v = 0,00 pour un béton fissuré. (E.L.U).

**En récapitulant les résultats précédents :**

**Tableau IV. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux**

caractéristiques	fc28	ft28	Eij	Evj	fbu	σbc service	σbc construction	Enrobage
Superstructure	40	3.0	37619.47	12539.82	22.66	20	24	3
Infrastructure	30	2.4	34179.55	11393.18	17	15	18	7

### IV. II.2. LES ACIERS :

On distingue deux types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

#### IV. II. 2.1. ACIERS PASSIFS :

- La limite d'élasticité

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE50B, donc la limite d'élasticité Fe = 500 MPa.

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égale à  $E_s = 2.10^5$  MPa.

- Contrainte limite de traction  $\sigma_s$  :
  - Calcul à l'ELS :

Cas de fissuration peu nuisible : Pas de limitation de la contrainte.

Cas de fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = (0.5f_e; 110\sqrt{nf_tj})$ .

Cas de fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = (0.4f_e; 88\sqrt{nf_tj})$ .

Le coefficient  $\eta$  est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :  $\eta = \{1.00$  Pour les treillis soudés et les ronds lisses ;  $1.60$  Pour les aciers à haute adhérence}.

**Dans notre cas :**

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Max} (0.5f_e; 110\sqrt{nf_tj})$

Et  $\eta = 1,6$  (acier haute adhérence) .

**Donc :  $\sigma_{st} = 250$  MPa**

- Calcul à l'ELU :

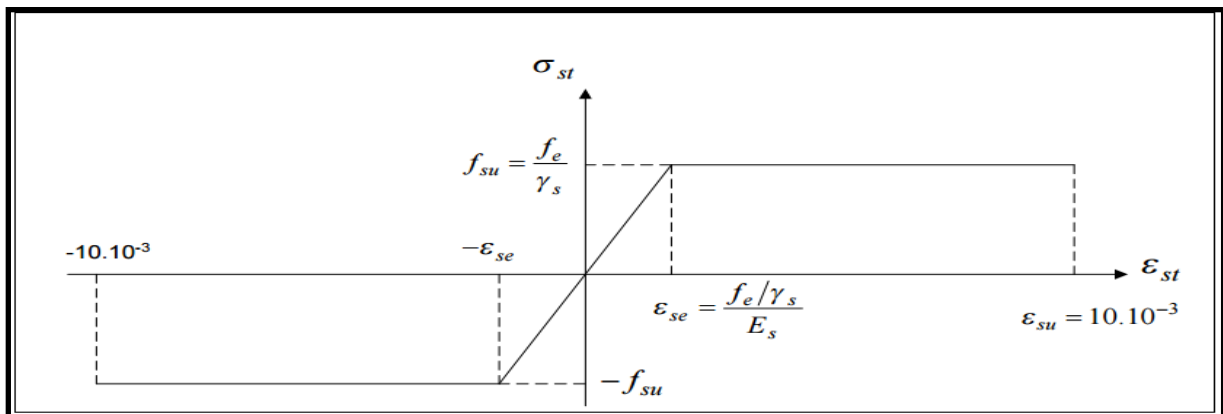
$$\Sigma s_u = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su}$$

Le coefficient  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_s = \{1.15$  En situation durable ou transitoire ou  $1.00$  En situation accidentelles}

Pour notre ouvrage :  $\gamma_s = 1.15$  et  $f_e = 500$

**$\sigma_{su} = 434.78$  MPa**



**Figure IV. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier**

## CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

### IV. II.2. 2. ACIERS ACTIFS :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques sont :

-Type de câble : 12T15 (douze torons avec un diamètre de 15 mm)

-Aire nominale de l'acier :  $A_p=1680 \text{ mm}^2$

-Tension minimale de rupture  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

-Contrainte élastique de garantie  $f_{peg} = 1488 \text{ MPa}$

-Relaxation à 1000 heures :  $\phi_{1000} = 2.5 \%$

-Module d'élasticité :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$

-Contrainte a l'origine correspondante a  $f_0 : T_0 = 1488 \text{ N/mm}^2$

# CHAPITRE V

*CARACTIRISTIQUES  
GEOMETRIQUES*

# CHAPITRE V : CARACTIRISTIQUES GEOMETRIQUES

## V.1. INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage "sa longueur de franchissement et notamment la sa largeur".

La poutre comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

## V.2. CARACTERISITQUES DU TABLIER :

L'ouvrage constitue à 2 tabliers, chacun de ces caractéristiques :

- Largeur totale : 11.89 m ;
- Largeur roulable : 9.75 m ;
- Largeur d'une voie : 3.5 m ;
- Largeur de trottoir : 1.4 m /0.65 m ;
- Larguer chargeable : 8.75 m ;
- Nombre des poutres : 7 poutres ;
- Entre axes : 1.768 m.

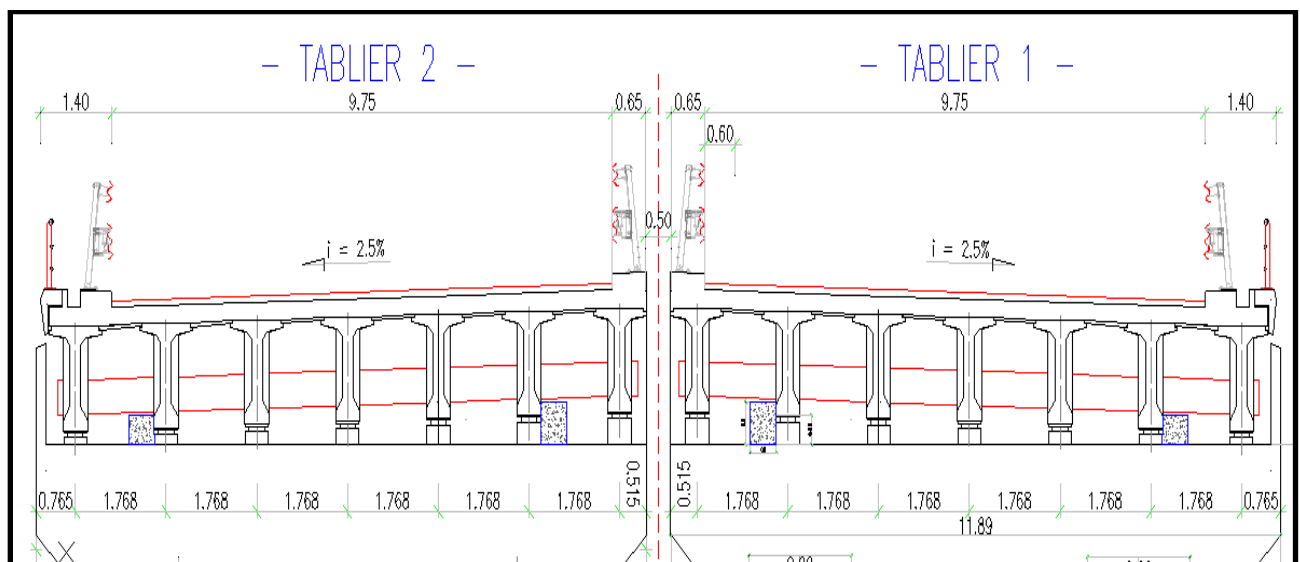


Figure V. 1. Sections transversales du tablier

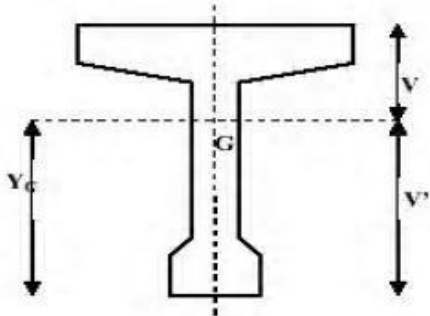
## CHAPITRE V : CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES

### V.3. DETERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE LA POUTRE :

Pour ce volet on valorise les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

On utilise la fonction d'Autocad Pour le calcul de centre de gravité,  $V$  et  $V'$ .  
Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité  $I_G$ , les autres caractéristiques sont obtenues par les formules suivantes :

**Tableau V. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre.**

Définition	Formule
Section brute de l'élément	$B_{brute} = x \times y$
Le moment statique brut de la section par rapport à l'axe $\Delta$ Tel que: $Z = V'$	$S/\Delta (brute) = B_{brute} \times Z$
Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -Pour une section triangulaire -Pour une section rectangulaire	$I_G = bh^3/36$ $I_G = bh^3/12$
Distance de la fibre supérieure et inférieure par rapport au CG  Tel que $V$ et $V'$ sont montrés dans la figure ci-contre	$V' = \frac{S/\Delta}{B} \qquad V = H - V'$ 
Section nette de la poutre	$B_{nette} = 95\% B_{brute}$
Le moment statique net de section	$S/\Delta_{net} = 95\% S/\Delta_{brute}$
Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe $\Delta$	$I/\Delta_{net} = 90\% I/\Delta_{brute}$
Le rendement géométrique de la section	$\rho = \frac{I_G}{V' \times V \times B_{brute}}$

## CHAPITRE V : CARACTIRISTIQUES GEOMETRIQUES

### ❖ SECTION D'ABOUT

Tableau V. 2. Caractéristiques géométriques de la section d'about

	Sans hourdis	Avec hourdis
<b>Aire Brute <math>B_{brute}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	0.779	1.221
<b>Périmètre (m)</b>	4.695	6.940
<b>Aire Nette <math>B_{nette}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	0.740	1.159
<b>V (m)</b>	0.683	0.641
<b>V' (m)</b>	0.817	1.109
<b>I/g brute (m<sup>4</sup>)</b>	0.164	0.351
<b>I/g net (m<sup>4</sup>)</b>	0.148	0.316
<b>S/Δ brute (m<sup>3</sup>)</b>	0.636	1.354
<b>S/Δ net (m<sup>3</sup>)</b>	0.604	1.286
<b>ρ</b>	0.38	0.40

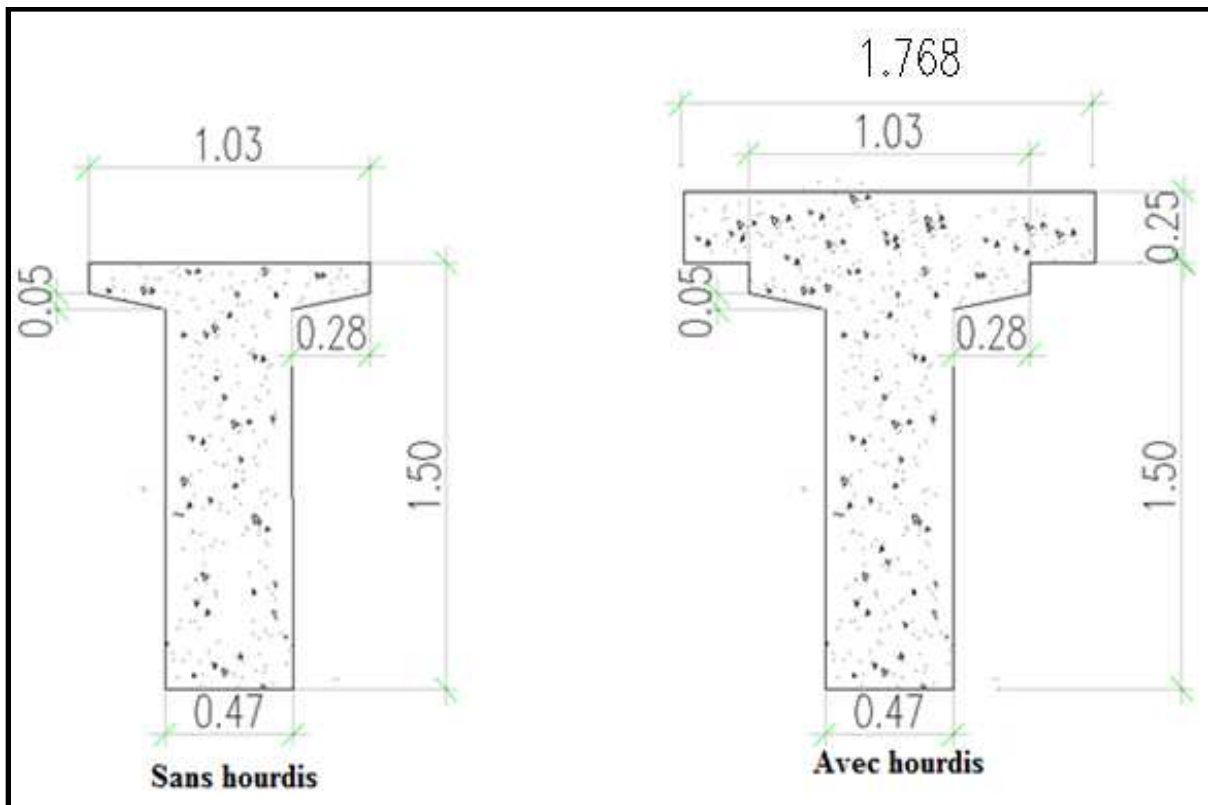


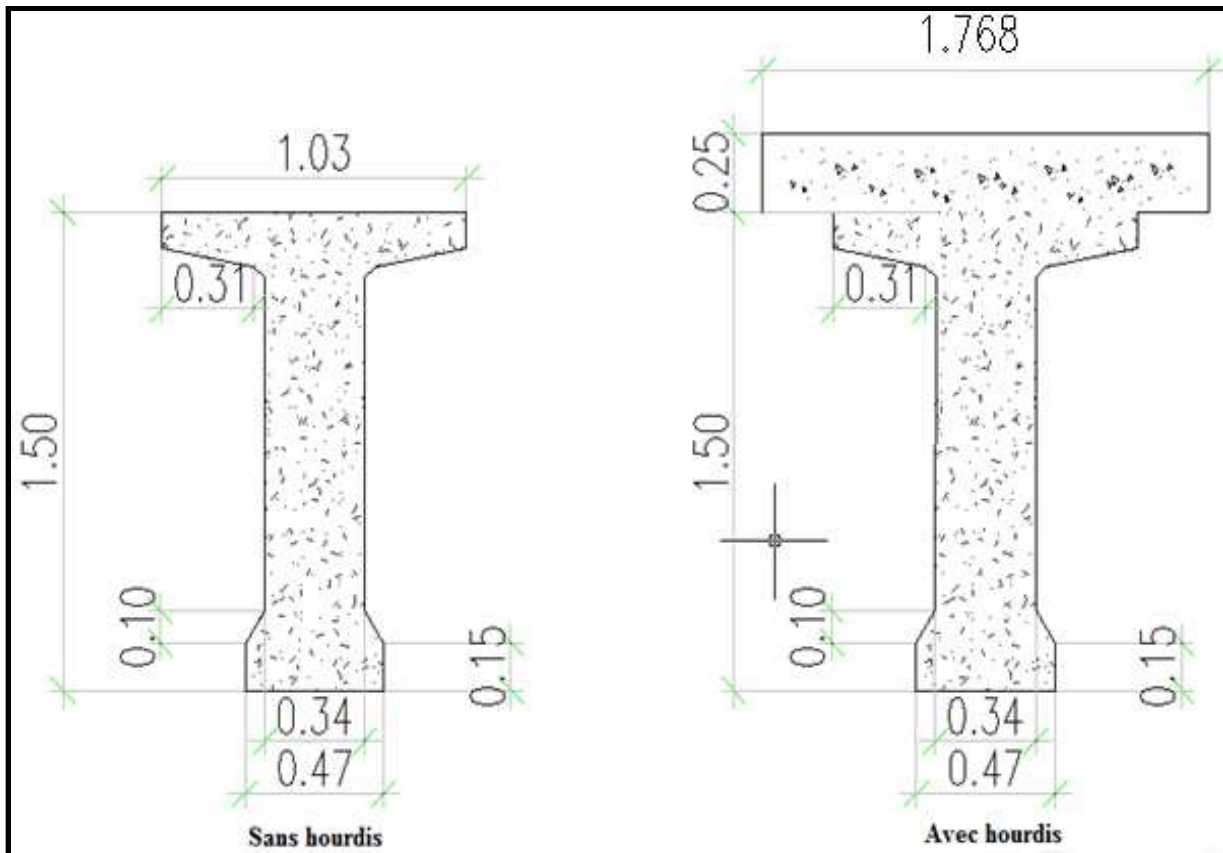
Figure V. 2. Section d'about avec et sans hourdis

## CHAPITRE V : CARACTIRISTIQUES GEOMETRIQUES

### ❖ SECTION INTERMEDIAIRE

**Tableau V. 3. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire**

	Sans hourdis	Avec hourdis
<b>Aire Brute <math>B_{brute}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	0.635	1.075
<b>Périmètre (m)</b>	5.080	7.056
<b>Aire Nette <math>B_{nette}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	0.603	1.021
<b>V (m)</b>	0.671	0.595
<b>V' (m)</b>	0.829	1.155
<b>I/g brute (m<sup>4</sup>)</b>	0.148	0.315
<b>I/g net (m<sup>4</sup>)</b>	0.133	0.284
<b>S/Δ brute (m<sup>3</sup>)</b>	0.526	1.242
<b>S/Δ net (m<sup>3</sup>)</b>	0.500	1.180
<b>ρ</b>	0.419	0.426



**Figure V. 3. Section intermédiaire avec et sans hourdis**

# CHAPITRE V : CARACTIRISTIQUES GEOMETRIQUES

## ❖ SECTION MEDIANE

Tableau V. 4. Caractéristiques géométriques de la section médiane

	Sans hourdis	Avec hourdis
Aire Brute $B_{brute}$ (m <sup>2</sup> )	0.511	0.953
Périmètre (m)	5.171	7.147
Aire Nette $B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )	0.485	0.905
V (m)	0.658	0.545
V' (m)	0.842	1.205
I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.138	0.286
I/g net (m <sup>4</sup> )	0.124	0.257
S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	0.430	1.148
S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.409	1.091
$\rho$	0.487	0.457

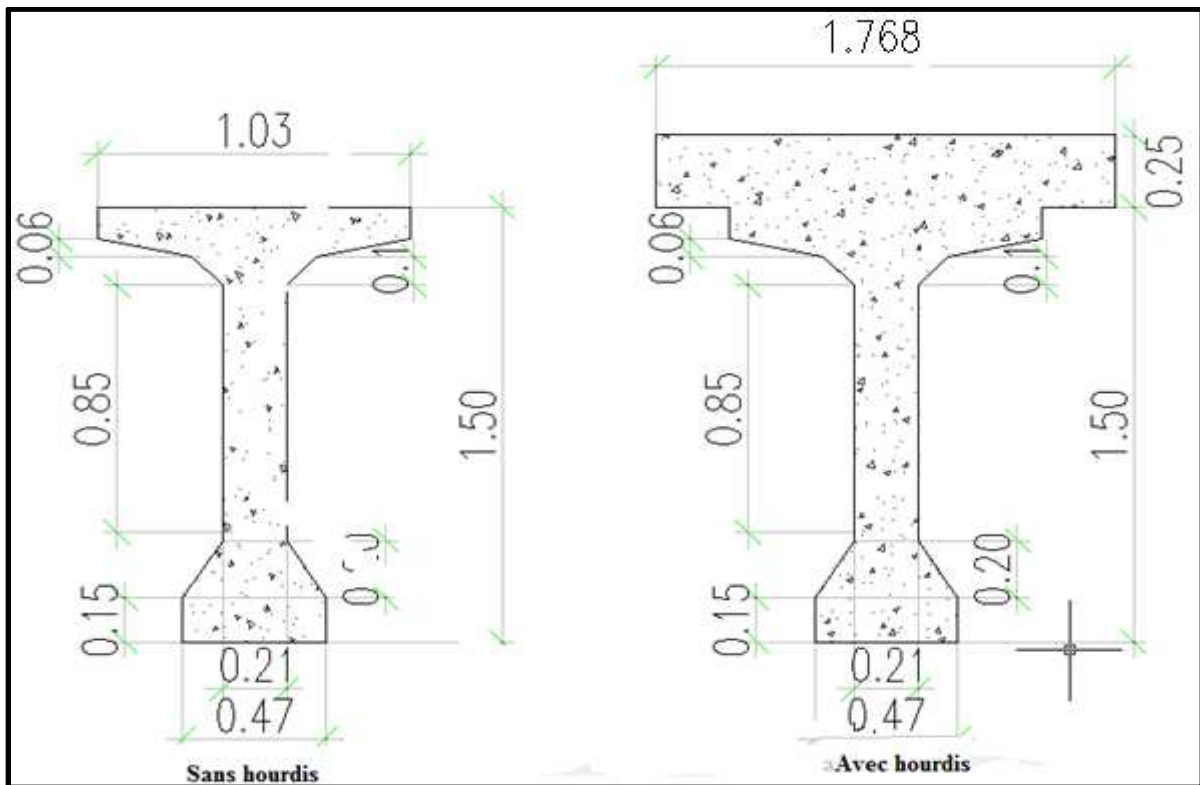


Figure V. 4. Section médiane avec et sans hourdis

# **CHAPITRE VI**



## ***CHARGES ET SURCHARGES***

# CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

## VI. 1. INTRODUCTION :

D'une façon générale, la section d'un pont doit résister aux différentes actions qui sont dû au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges (permanentes et complémentaires) agissant sur notre viaduc, ainsi que les surcharges définies par le RCPR pour les ponts routiers.

## VI. 2. EVALUATION DES CHARGES :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanente).
- Les éléments non porteurs : Tels que: le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, Garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

### VI. 2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES :

#### ➤ Poids de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \sum_1^n S_i \times L_i \times \gamma_b$$

$S_i$ : air de la section.     $L_i$ : longueur de la section.

$\gamma_b$  volumique du béton. Sachant que :  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

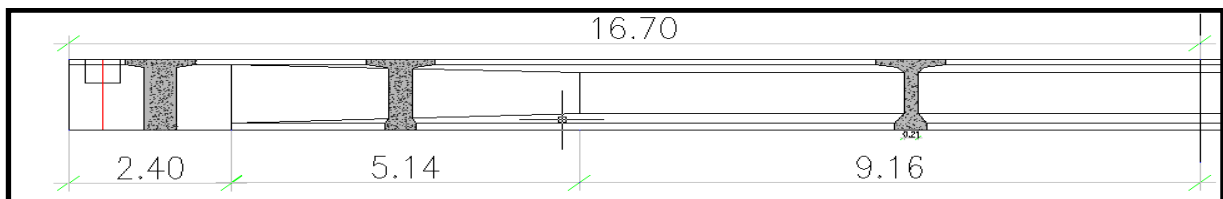


Figure VI. 1. Défèrentes sections de la poutre

Tableau VI. 1. Poids de déférentes sections de la poutre

Section	about	Inter-médian	médiane
Longueur (m)	$2.4 \times 2 = 4.8$	$5.14 \times 2 = 10.28$	$9.16 \times 2 = 18.32$
Surface (m <sup>2</sup> )	0.7793	0.6350	0.5108
Poids (KN)	93.516	163.195	233.947

$$P_{1\text{poutre}} = 490.658 \text{ KN}$$

$$P_{T\text{ poutre}} = 490.658 \times 7 = 3434.606 \text{ KN}$$

$$P_{T\text{ poutre}} = 3434.606 / 33.4 = 102.83 \text{ KN/ml}$$

$$P_{T\text{ poutre}} = 102.83 \text{ KN /ml}$$

#### ➤ Poids de l'hourdis :

L'épaisseur d'hourdis est :  $h_{\text{hourdis}} = 25 \text{ cm}$

$$P_{\text{hourdis}} = \rho_b \times h_{\text{hourdis}} \times \text{largeur du tablier} = 25 \times 0,25 \times 11.89 = 74.31 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{hourdis}} = 74.31 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

➤ **Prédalle :**

Les prédalles sont considérées comme des coffrages perdus, et à ce titre ne participent pas à la résistance de la structure.

➤ **Poids d'entretoise :**

$$P_{\text{entretoise}} = S \times e \times N \times 2 \times \gamma_b$$

Sachant que :  $S = \text{surface} = 0.55 \text{m}^2$  (du AUTOCAD).

$e = \text{épaisseur d'entretoise} = 0.5 \text{m}$ .

$N = \text{nombre d'entretoise} = (7-1) = 6$ .

$$P_{\text{entretoise}} = 0.55 \times 0.5 \times 2 \times 25 \times 6 = 82.5 \text{KN}$$

$$P_{\text{entretoise}} = 2.47 \text{KN/ml}$$

Le poids des éléments porteur est de :

$$PC_p = P_T \text{ poutres} + P_{\text{hourdis}} + P_{\text{entretoise}}$$

$$PC_p = 179.61 \text{KN/ml}$$

### VI. 2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

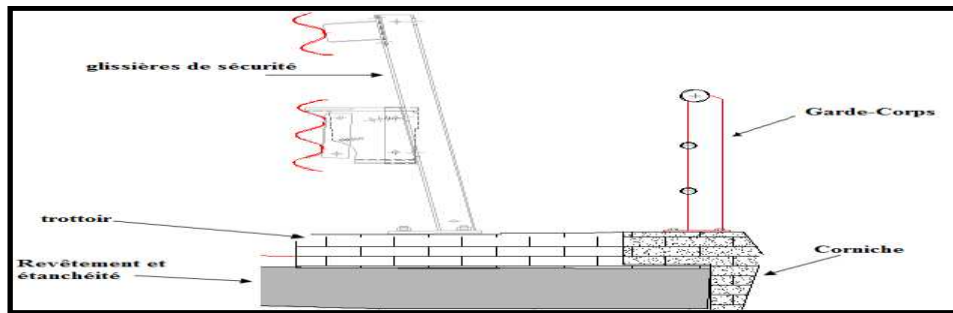


Figure VI. 2. Les éléments non porteurs

➤ **Poids du trottoir :**

Le poids total de trottoir pour les deux cotés est :

$$P_t = (St_1 + St_2) \times \gamma_{\text{béton}} = [(0.25 \times 1.4 + 0.65 \times 0.25) \times 25] = 12.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_t = 12.81 \text{ KN/ml}$$

➤ **Revêtement et étanchéité :**

Le poids du revêtement est :  $P_r = h_r \times L_r \times \rho_r$

Tel que :  $-h_r$  (épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité) = 0,08m

$-L_r$  (largeur chargeable) = 8.75m

$-\rho_r$  (poids volumique du revêtement "du béton bitumineux") = 24KN/ m<sup>3</sup>

$$P_r = 0.08 \times 8.75 \times 24 = 16.8 \text{ KN/ml}$$

$$P_r = 16.8 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde-corps et glissières de sécurité :**

Le poids du garde-corps pour un côté :  $PGC = 1.0 \text{ KN/ml}$

$$PGC = 1.0 \text{ KN/ml}$$

Le poids de la glissière de sécurité pour un côté :  $PGS = 0.1 \text{ t/ml}$

$$PGS = 2.0 \text{ KN/ml}$$

➤ **Corniche :**

Le poids de la corniche pour un coté est :

$$P_{\text{corniches}} = S_{\text{corniches}} \times \rho_b = 0,139 \times 25 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{corniche}} = 3.47 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

• Donc le poids des charges complémentaires permanentes est :  
 $P_{ccp} = P_t + P_r + P_{gc} + P_{gs} + P_{corniche} = 36.08 \text{ KN/ml}$   
Donc le poids total du tablier est :  
 $G/ml = P_{Cp} + P_{ccp} = 217.30 \text{ KN/ml}$   $G = 36368.20 \text{ KN}$

### VI. 3. DESCRIPTION DES SURCHARGES :

- Ces surcharges comprennent :
- ✓ les charges d'exploitation de l'ouvrage qui sont définies dans (RCPR2008) qui sont : A(I), B<sub>C</sub>, B<sub>R</sub>, B<sub>T</sub>, Mc120, D240, les surcharges du trottoir S<sub>T</sub> ;
  - ✓ les charges climatiques présentées par le vent et la température ;
  - ✓ les actions accidentelles ;
  - ✓ les charges sismiques sont définies par règlement parasismique Algérien (RPOA 2008) ;

### VI. 3.1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :

• **CLASSE DE PONT :**

Les ponts routes sont classés en 3 classes ; selon la largeur rouable et leur destination, le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque classe de ponts :

Tableau VI. 2. Classe de ponts (RCPR)

Classe de ponts	caractéristiques
1ere classe	- $L_R \geq 7 \text{ m}$ . - Pont désigné par le CTTP (et $L_R < 7 \text{ m}$ ) - Pont urbain ou en zone industrielle
2eme classe	$5.5 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3eme classe	$L_R < 5.5 \text{ m}$

D'après le (Tableau VI.2), Notre pont ( $L_R = 9.75 \text{ m}$ ) est rangé dans la catégorie des ponts de **première classe**.

• **NOMBRE DE VOIES :**

Notre pont comporte une glissière de sécurité de chaque côté donc :  $L_C = 8.75 \text{ m}$   
Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Le nombre de voies :  $N = L_C / 3 = 2 \text{ voies}$ .

La largeur de la voie :  $V = L_C / 2 = 4.38 \text{ m}$ .

### VI. 3.2. EVALUATION DES SURCHARGES :

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont : A(I), B<sub>C</sub>, B<sub>R</sub>, B<sub>T</sub>, Mc120, D240, les surcharges du trottoir S<sub>T</sub>.

Pour ces surcharges, « L » désigne la portée de la travée ( $L = 32.4 \text{ m}$ ) et G le poids total de la travée ( $G = 6470.83 \text{ KN}$ ).

#### VI. 3.2.1. Système de charge A<sub>L</sub> :

$A(L) = 2.3 + \left( \frac{360}{L+12} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$       L : la portée = 32.4 m

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

$$A(L) = 2.3 + \left( \frac{360}{(32.4+12)} \right) = 10.41(\text{KN/m}^2).$$

$a_1$  : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

**Tableau VI. 3. Coefficients  $a_1$**

Nombre de voie		1	2	3	4	>5
<b>Classe du pont</b>	<b>1</b>	1	1	0.9	0.75	0.7
	<b>2</b>	1	0.9	/	/	/
	<b>3</b>	0.9	0.8	/	/	/

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

$V_0$  : dépend de la classe de pont

**Tableau VI. 4. Valeurs de  $V_0$**

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

Donc :

$$a_2 = \frac{3,50}{4,37} = 0.80$$

**Tableau VI. 5. Valeurs du chargement  $A(l)$**

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	$a_1$	$a_2$	A(l) $\times a_1 \times a_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$L_v$ (m)	A(l) (KN/ml)
1	32.4	10.41	1	0.80	8.33	4.38	36.43
2	32.4	10.41	1	0.80	8.33	8.75	72.86

### VI. 3.2.2. Surcharge sur trottoirs :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.50 KN/m<sup>2</sup>

Largeur du trottoir est 1.4 m

Pour 1 trottoir chargé :

$$P = 1.5 \times 1.4 = 2.1\text{KN/ml}$$

$$P = 2.1 \text{ KN/ml.}$$

### VI. 3.2.3. Système de charge B :

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

- Le système Bc se compose de camions types (300KN),
- Le système Br se compose d'une roue isolée (100KN),
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (160KN).

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 selon le RCPR.

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

### VI. 3.2.3.1. CONVOI B<sub>C</sub> :

Le système B<sub>C</sub> se compose de camions de poids individuel de 300 KN. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation. Et comporte trois essieux.

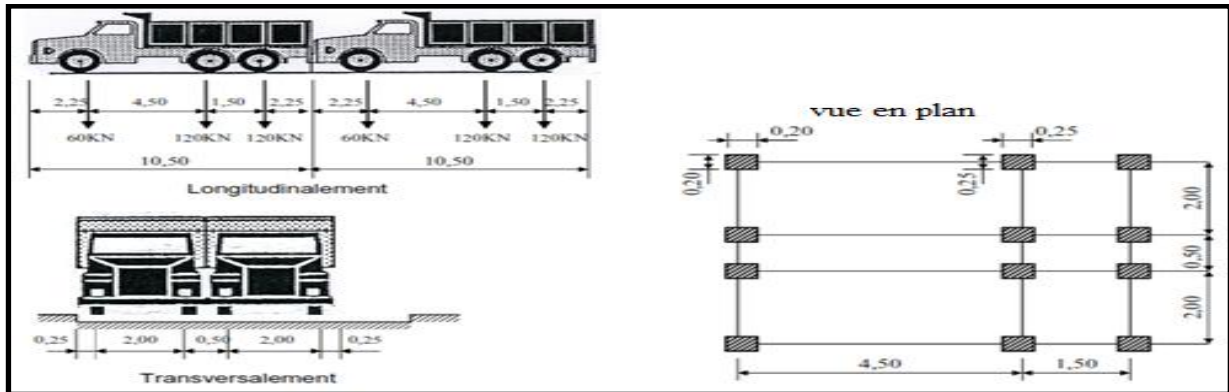


Figure VI. 3. Système BC

Pour le coefficient bc on a :

Tableau VI. 6. Valeurs de bc

Nombre de voies chargées					
Classe de pont	1	2	3	4	5
Première classe	1.2	1.10	0.96	0.8	0.7
Deuxième classe	1	1	—	—	—
Troisième classe	1	0.8	—	—	—

Pour le chargement BC:

Tableau VI. 7. Valeurs du chargement BC

N° des voies	B <sub>c</sub> (KN)	b <sub>c</sub>	B <sub>c</sub> x b <sub>c</sub> (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

### VI. 3.2.3.2. SYSTEME B<sub>R</sub> :

La roue isolée, qui constitue le système B<sub>R</sub> porte une charge de **100 KN**. 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.

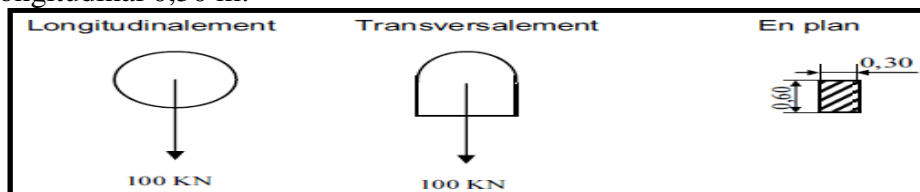


Figure VI. 4. Système BR

Pour le chargement BR:

Tableau VI. 8. Valeurs du chargement BR

Désignation	S (KN)	δBR	Charge (KN)
BR	100	1.054	105.4

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

### VI. 3.2.3.3. TANDEM B<sub>T</sub> :

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée. Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

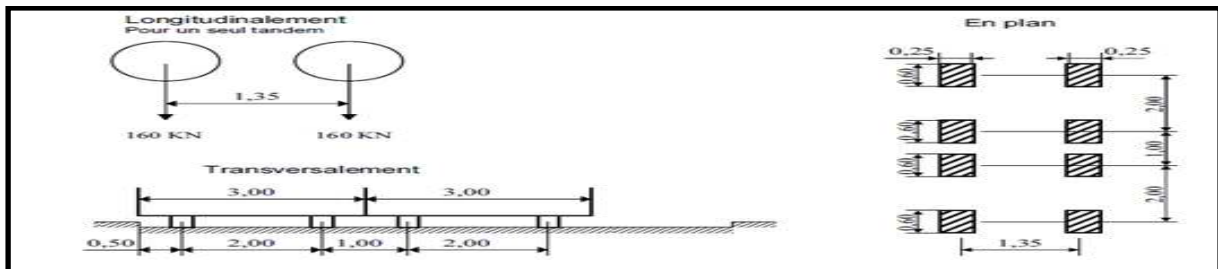


Figure VI. 5. Système BT

Pour le chargement BT:

Tableau VI. 9. Valeurs du chargement BT

N° des voies	B <sub>t</sub> (kN)	b <sub>t</sub>	B <sub>t</sub> x b <sub>t</sub> (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3 – 4	640	1.2	768

### VI. 3.2.4. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC120 :

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

- Charge totale : 1100 kN
- Longueur d'une chenille : 6.10 m
- Largeur d'une chenille : 1.0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

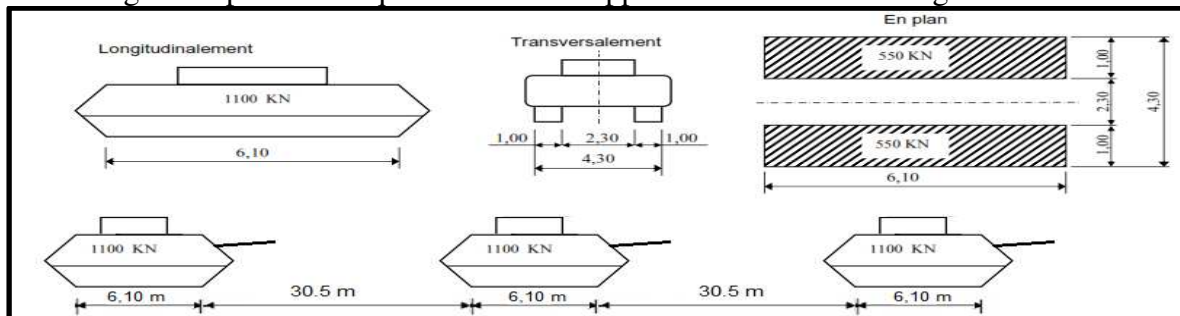


Figure VI. 6. Système MC120

Pour le chargement MC120:

Tableau VI. 10. Valeurs du chargement MC120

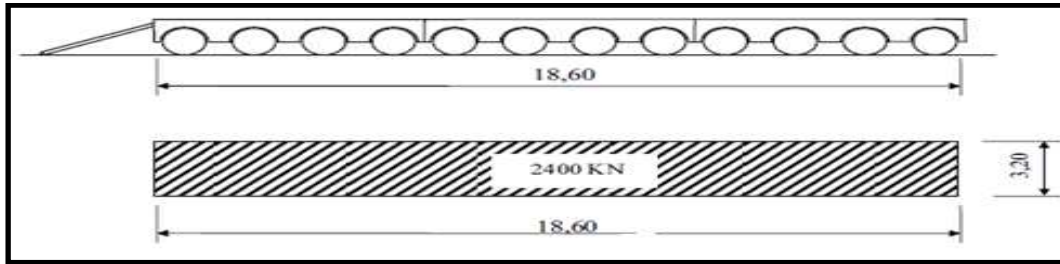
Désignation	S (kN)	δBR	Charge (kN)
MC120	1100	1.075	1182.5

### VI. 3.2.5. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilo Newtons de poids total.

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

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



**Figure VI. 7. Système D240**

Ce système de charge n'est pas frappé par la majoration dynamique.

### VI. 3.2.6. EFFORT DE FREINAGE :

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

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

Pour avoir la valeur de l'effort de freinage on dispose les surcharges A et BC d'une manière à avoir le cas le plus défavorable pour l'ouvrage, donc pour avoir l'effort de freinage maximal.

#### VI. 3.2.6.1 EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME BC :

$F_{BC} = P=300\text{KN}$ . Avec : P le poids d'un camion (P=300KN)

#### VI. 3.2.6.2 EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME AL :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \quad (\text{kN})$$

S : La surface chargée (m<sup>2</sup>)

**Tableau VI. 11. Force de freinage  $F_{AL}$**

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	$F_{al}$ (kN)
1	146.13	8.33	59.32
2	292.25	8.33	115.75

### VI. 3.3. COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE DES CHARGES D'EXPLOITATION :

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

Tel que : L : la longueur de l'élément.

S : la surcharge maximale.

G : la charge permanente.

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

Les coefficients de majoration sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI. 12. Les coefficients de majoration**

L (m)	G (KN)	Système de chargement	S (KN)	δ	
33.4	7046.9	B <sub>c</sub>	B <sub>c1</sub>	720	<b>1.067</b>
			B <sub>c2</sub>	1320	<b>1.078</b>
		B <sub>t</sub>	B <sub>t1</sub>	384	<b>1.060</b>
			B <sub>t2</sub>	768	<b>1.067</b>
		B <sub>r</sub>		100	<b>1.054</b>
		MC120		1100	<b>1.074</b>

### VI. 4. COMBINAISON D' ACTIONS :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d'abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau VI. 13. Les coefficients multiplicateurs des actions**

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1.0
Charges à caractère civil (A(l), B)	1.5×1.07= 1.605	1.2
Charges sur trottoirs (St)	1.605	1.0
Mc120 et D240	1.35	1.0

### VI. 5. REACTION DE TABLIER :

#### VI. 5.1. Réactions Chagres Permanentes :

- **Culée :** R<sub>g</sub>= 3644.83 KN
- **Pile :** R<sub>g</sub>= 7289.70 KN

#### VI. 5.2. Réactions dues aux surcharges :

##### VI. 5.2. 1. Système de charge A : Selon RCPR (art 4.4) :

On a :  $qA(l) = A(l) \cdot a1 \cdot a2 \cdot L$

On étudie deux cas :

##### Cas 1 : une travée chargée :

- $q A(l) = 36.428 \text{ KN/ML}$  Pour une voie chargée
- $q A(l) = 72.857 \text{ KN/ML}$  Pour deux voies chargées

##### Cas 2 : deux travées chargées :

On a :  $A(L) = 2.3 + \left( \frac{360}{(2xL+12)} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Donc :  $A(l) = 6,99 \text{ KN/M}^2$

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

---

- $q A(l) = 24.46 \text{ KN/ML}$  Pour une voie chargée
- $q A(l) = 48.91 \text{ KN/ML}$  Pour deux voies chargées

**Donc réaction du au A(l) :**

- Culée :  $RA(l) = \text{Maximum de } q A(l) \text{ pour une travée chargée } \times L / 2$   
 **$RA(l) = 1216.71 \text{ KN}$**
- Pile :  $RA(l) = \text{Maximum de } q A(l) \text{ pour deux travées chargées } \times L$   
 **$RA(l) = 1633.68 \text{ KN}$**

### VI. 5.2. 2. Système de charge B : Selon RCPR (art 4.5) :

Pour le chargement BC :

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$  :  $\delta = 1.067$  Pour une voie chargée  
 $\delta = 1.079$  Pour deux voies chargées

**Réaction du au BC :**

**On a  $R_{Bc} = R. n. bc. \delta$**

**Culée :  $R = 469.44 \text{ KN}$**

$R_{Bc} = 600.82 \text{ KN}$  Pour une voie chargée

$R_{Bc} = 1113.41 \text{ KN}$  Pour deux voies chargées

**Pile :  $R = 512.96 \text{ KN}$**

$R_{Bc} = 656.51 \text{ KN}$  Pour une voie chargée

$R_{Bc} = 1216.62 \text{ KN}$  Pour deux voies chargées

**Donc les réactions du au BC :**

➤ **Culée :**

$R_{Bc} = \text{maximum entre les réactions d'une voie chargée et de deux voies chargées sur culée.}$

**$R_{Bc} = 1113.41 \text{ KN}$**

➤ **Pile :**

$R_{Bc} = \text{maximum entre les réactions d'une voie chargée et de deux voies chargées sur pile.}$

**$R_{Bc} = 1216.62 \text{ KN}$**

### VI. 5.2. 3. Charges militaires : MC120 : Selon RCPR (ART4.10) :

Pour le chargement MC120

**Réaction du au MC120 :**

- **Culée :  $R_{mc120} = 1088.31 \text{ KN}$**
- **Pile :  $R_{mc120} = 1145.74 \text{ KN}$**

## CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

---

### VI. 5.2. 4. Convoi exceptionnel : D240 : Selon RCPR (art 4.11) :

On a  $Q= 2400$  KN

Réaction du au D240 :

- Culée :  $R=1748.15$  KN
- Pile :  $R=2096.30$  KN

### VI. 5.2.5. Surcharges sur trottoir :

On a  $Q= 1.5$  KN

Réaction du au surcharges sur trottoir :

Culée :  $R= 50.10$  KN  
Pile :  $R= 100.20$  KN

### VI. 5.3. Tableau récapitulatif :

Tableau VI. 14. Les réactions max

Charge	Culée	Pile
R(KN)	3644.83	7289.66
R(AI) (KN)	1216.71	1633.68
Rbc (KN)	1113.41	1216.62
RMc120 (KN)	1088.31	1145.74
RD240 (KN)	1748.15	2096.30
RST (KN)	50.10	100.20

## VI. 6. CONCLUSION :

Les charges et surcharges appliqués sur le pont avec leurs valeurs caractéristiques, ont été définies conformément au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR). Ces charges et surcharges seront les données d'entrée pour le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui sera effectuée à l'aide du logiciel de modélisation et calcul (Auto-desk robot).

# CHAPITRE VII



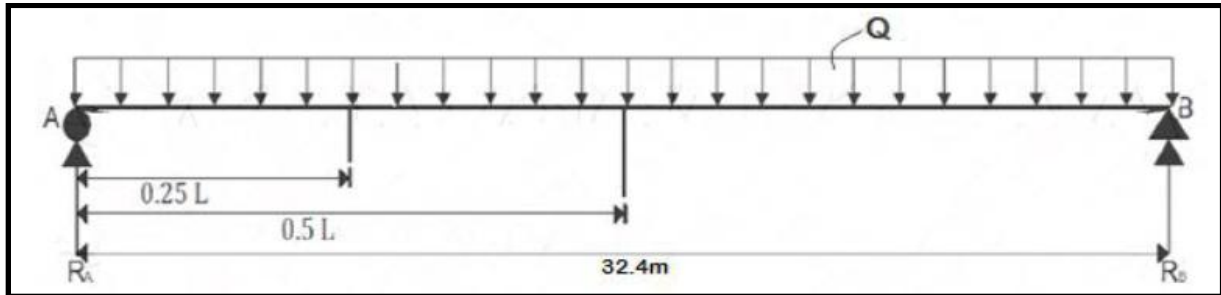
## *CALCUL DU TABLIER*

## VII. CALCUL DU TABLIER :

### VII.1. INTRODUCTION :

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition longitudinale et transversale de ces dernières afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

### VII.2. CALCUL LONGITUDINAL:



**Figure VII.1. Charge Q uniformément répartie**

#### VII.2.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$M(x) = R_a \times x - \frac{Q \times x^2}{2} \quad \text{Et} \quad T(x) = R_a - Q \times x$$

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

##### VII.2.1.1. POUTRE SEULE :

Réactions aux appuis  $\rightarrow R_A = R_B = 245.32 \text{ KN}$

**Tableau VII.1. Moment fléchissant et effort tranchant sous Pp**

Section	Longueur (m)	T <sub>p</sub> (KN)	M <sub>p</sub> (KN.m)
0.0	0.0	245.32	0.0
L/4	8.1	122.69	1490.42
L/2	16.2	0.0	1987.51

##### VII.2.1.2. L'HOUDIS:

Réactions aux appuis  $\rightarrow R_A = R_B = 179.01 \text{ KN}$

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

**Tableau VII.2. Moment fléchissant et effort tranchant sous l'hourdis**

Section	Longueur (m)	Tp (KN)	Mp (KN.m)
0	0.00	179.01	0.00
L/4	8.10	89.51	1087.49
L/2	16.20	0.00	1449.98

### VII.2.1.3. CHARGE COMPLEMENTAIRE :

$$G = G_{ccp}/7 = 5.16 \text{ KN/ml}$$

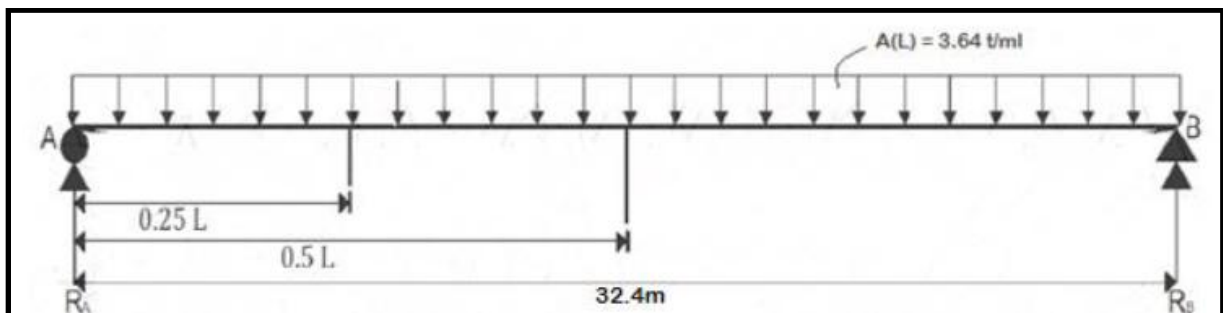
$$\text{Réactions aux appuis} \rightarrow R_A = R_B = 83.59 \text{ KN}$$

**Tableau VII.3. Moment fléchissant et effort tranchant sous charge complémentaire**

Section	Longueur (m)	Tp (KN)	Mp (KN.m)
0	0.00	83.59	0.00
L/4	8.10	41.79	507.81
L/2	16.20	0.00	677.06

### VII.2.2. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES :

#### VII.2.2.1. SURCHARGE A(L) :



**Figure VII.2. Charge A(l) uniformément répartie**

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour la surcharge A(L) :

$$\text{Pour l'effort tranchant} \rightarrow T = \begin{cases} A(l) \times L/2 & \text{Pour } x=0.0 \text{ m} \\ A(l) \times L/4 & \text{Pour } x=L/4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Pour le moment fléchissant} \rightarrow T = \begin{cases} \frac{3}{4} \times A(l) \times \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x=L/4 \text{ m} \\ A(l) \times \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x=L/2 \text{ m} \end{cases}$$

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Les résultats sont inscrits dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau VII.4. Effort tranchant sous A (L)**

Nombre de voies		1	2
A(L) (KN/ml)		36.43	72.86
T <sub>Max</sub> (KN)	0.0	589.7	1179.4
	L/4	294.8	589.7
T <sub>p</sub> (KN)	0.0	84.2	168.5
	L/4	42.1	84.2

**Tableau VII. 5. moment fléchissant sous A (L)**

Nombre de voies		1	2
A(L) (KN/ml)		36.43	72.86
M <sub>Max</sub> (KN)	L/4	3582.3	7164.6
	L/2	4776.4	9552.8
M <sub>p</sub> (KN)	L/4	511.8	1023.5
	L/2	682.3	1364.7

### VII.2.2.2. SURCHARGE SUR TROTTOIR :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 \text{Pour l'effort tranchant} \rightarrow T &= \begin{cases} St \times L/2 & \text{Pour } x=0.0 \text{ m} \\ St \times L/4 & \text{Pour } x=L/4 \text{ m} \end{cases} \\
 \text{Pour le moment fléchissant} \rightarrow T &= \begin{cases} \frac{3}{4} \times St \times \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x=L/4 \text{ m} \\ St \times \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x=L/2 \text{ m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Les résultats sont inscrits dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau VII.6. Effort tranchant sous surcharge sur trottoir**

St (KN/ml)		2.1
T <sub>Max</sub> (KN)	0.0	36.5
	L/4	18.2
T <sub>p</sub> (KN)	0.0	05.2
	L/4	02.6

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

**Tableau VII. 7. moment fléchissant sous surcharge sur trottoir**

<b>St (KN/ml)</b>		2.1
<b>M<sub>Max</sub> (KN)</b>	L/4	221.4
	L/2	295.2
<b>M<sub>p</sub> (KN)</b>	L/4	31.6
	L/2	42.2

### VII.2.2.3. SYSTEME B :

#### Théorème de Barré :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

- **SYSTEME Bc ;**

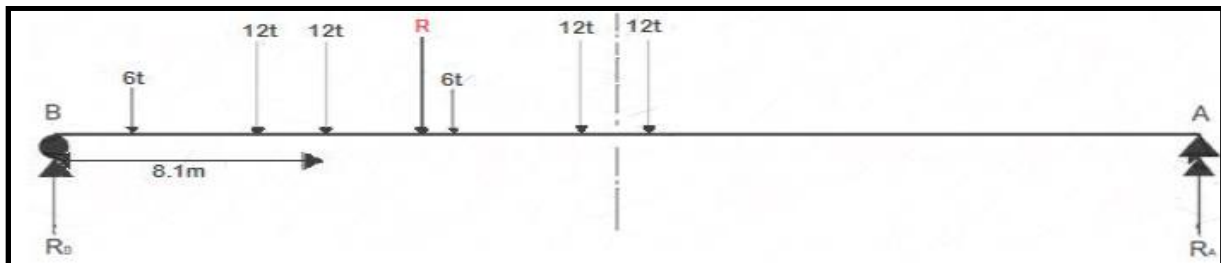
#### Calcul du moment fléchissant

On calcul la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 600 KN**.

$$X_a = [(120 \times 1,5) + (60 \times 6) + (120 \times 10,5) + (120 \times 12) + (60 \times 16,5)] / 600 \rightarrow X_a = 7,05 \text{ m}$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3,45 \text{ m} \rightarrow d'/2 = 1.725 \text{ m} \rightarrow d = 4.5 - 3.45 \rightarrow d = 1.05 \text{ m.}$$

Pour  $x = L/4$  :

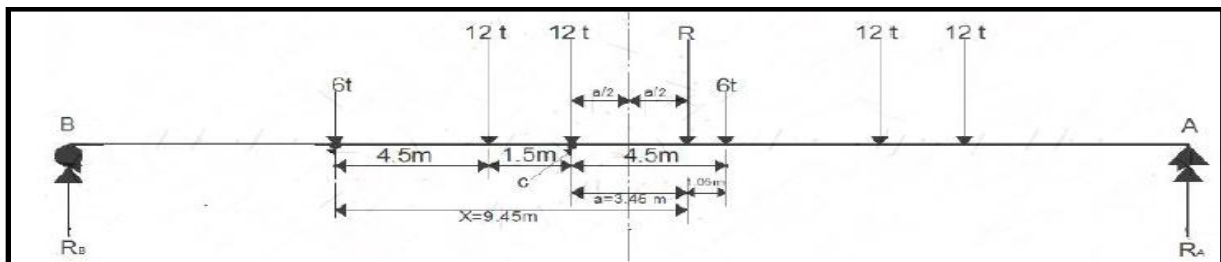


**Figure VII.3. Surcharge Bc à L/4**

Réactions aux appuis  $\rightarrow R_A = 213.9 \text{ KN} \ \& \ R_B = 386.1 \text{ KN}$

$$M_0 = R_B \times 8.1 - (120 \times 1.5 + 60 \times 6) \rightarrow M_0 = 2587.4 \text{ KN.m}$$

Pour  $x = L/2$  :



**Figure VII.4. Surcharge Bc à L/2**

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Réactions aux appuis →  $RA = 332 \text{ KN}$  &  $RB = 268 \text{ KN}$

$M_0 = RB \times 14.475 - (120 \times 1.5 + 60 \times 6)$  →  $M_0 = 3339.3 \text{ KN.m}$

On a :  $M_{\text{Max}} = M_0 \times N_v \times b_c \times \delta Bc$

Avec :  $M_0$  : Moment fléchissant dû au système Bc. Et  $N_v$  : Nombre de voie.

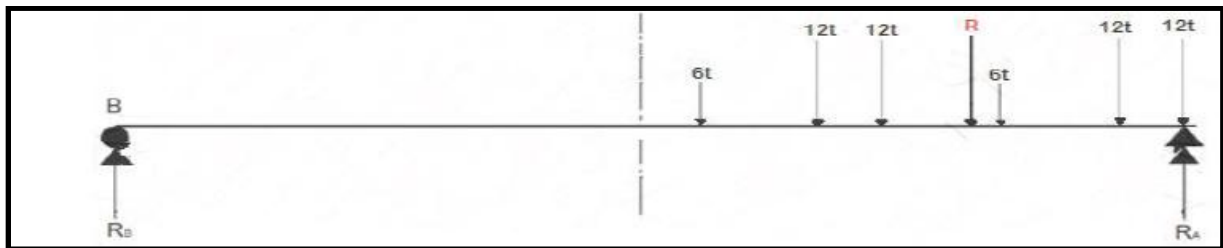
**Tableau VII. 8. moment fléchissant sous surcharge sur Bc**

Nombre de files		1	2
$M_{\text{Max}} \text{ (KN)}$	L/4	3312.91	6136.28
	L/2	4275.64	7919.48
$M_p \text{ (KN)}$	L/4	473.27	876.61
	L/2	610.81	1131.35

### Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

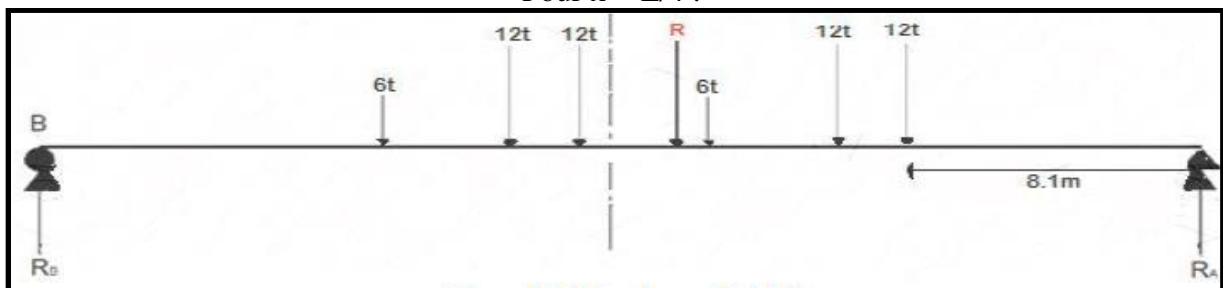
Pour  $x = 0.0$  :



**Figure VII.5. Surcharge Bc à 0L**

Réactions aux appuis →  $RA = 469.4 \text{ KN}$  &  $RB = 130.6 \text{ KN}$  →  $T_0 = RA = 469.4 \text{ KN}$

Pour  $x = L/4$  :



**Figure VII.6. Surcharge Bc à L/4**

Réactions aux appuis →  $RA = 320 \text{ KN}$  &  $RB = 280 \text{ KN}$  →  $T_0 = RA = 320 \text{ KN}$

On a :

$T_{\text{Max}} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta Bc$

Avec :  $T_0$  : Effort tranchant dû au système Bc

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

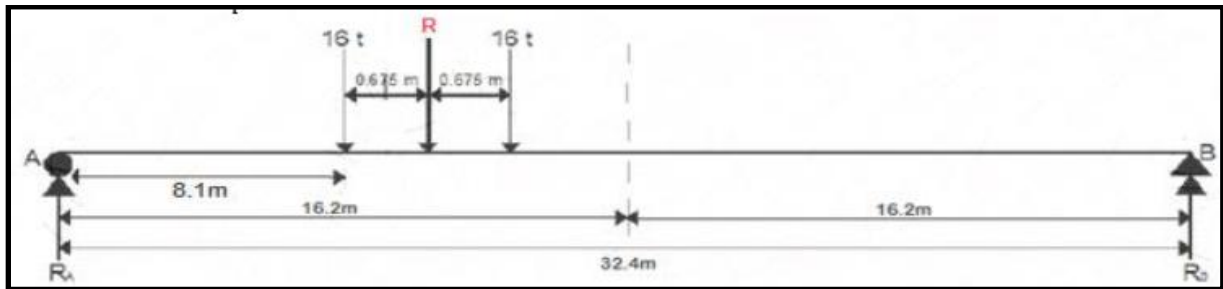
**Tableau VII. 9. Effort tranchant sous surcharge sur Bc**

Nombre de files		1	2
$T_{Max}$ (KN)	0	601.02	1113.23
	L/4	409.73	758.91
$T_p$ (KN)	0	85.86	159.03
	L/4	58.53	108.42

• **SYSTEME Bt :**

**Calcul du moment fléchissant :**

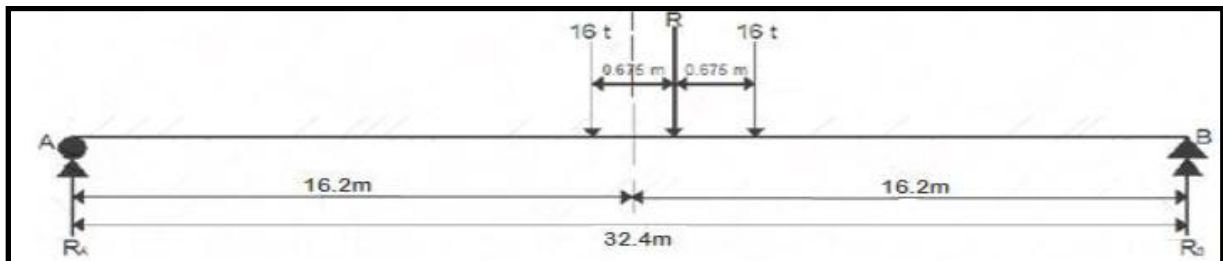
Pour  $x = L/4$  :



**Figure VII.7. Surcharge Bt à L/4**

Réactions aux appuis →  $RA = 233.4KN$  &  $RB = 86.7KN$   
 $M_0 = RA \times 8.1$  →  $M_0 = 1890.5KN.m$

Pour  $x = L/2$



**Figure VII.8. Surcharge Bt à L/2**

Réactions aux appuis →  $RA = 332 KN$  &  $RB = 268 KN$   
 $M_0 = RB \times 15.86$  →  $M_0 = 2485.3 KN.m$

On a:

$M_{Max} = M_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}$

Avec :

$M_0$  : Moment fléchissant dû au système Bt

$N_t$  : Nombre de tandem

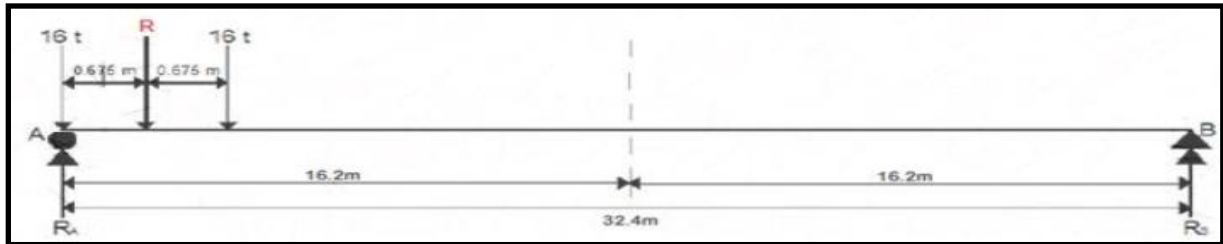
## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

**Tableau VII. 10. moment fléchissant sous surcharge sur Bt**

Nombre de files		1	2
$M_{Max}$ (KN)	L/4	2404.72	4841.19
	L/2	3161.30	6364.36
$M_p$ (KN)	L/4	343.53	691.60
	L/2	451.61	909.19

**Calcul de l'effort tranchant :**

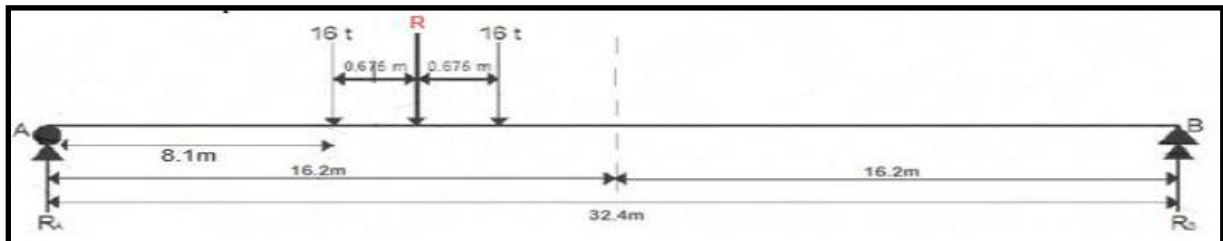
Pour  $x = 0.0$  :



**Figure VII.9. Surcharge Bt à 0L**

Réactions aux appuis →  $RA = 313.3$  KN →  $T_0 = RA = 313.3$  KN

Pour  $x = L/4$  :



**Figure VII.10. Surcharge Bt à L/4**

Réactions aux appuis →  $RA = 233.3$  KN &  $RB = 86.7$  KN →  $T_0 = RA = 233.3$  KN

On a :

$$T_{Max} = T_0 \times N_t \times b_t \times \delta Bt$$

Avec :  $T_0$  : Effort tranchant dû au système Bt

**Tableau VII. 11. Effort tranchant sous surcharge sur Bt**

Nombre de files		1	2
$T_{Max}$ (KN)	0	398.51	802.30
	L/4	296.76	597.43
$T_p$ (KN)	0	56.93	114.61
	L/4	42.39	85.35

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

### VII.2.2.4. SYSTEME $M_{C120}$ :

Calcul du moment fléchissant :

Pour  $x = L/4$  :

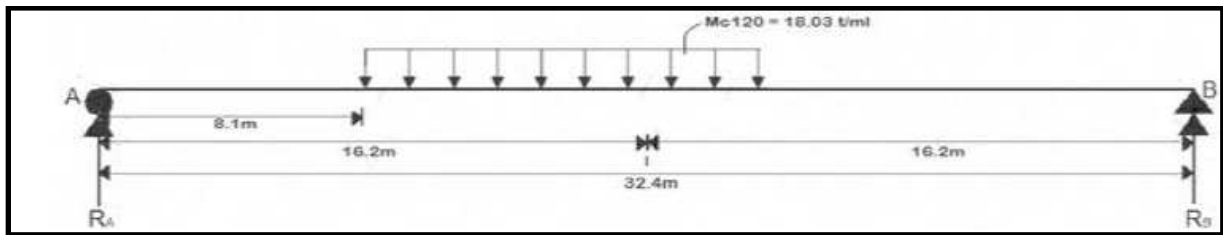


Figure VII.11. Surcharge  $M_{c120}$  à  $L/4$

Réactions aux appuis  $\rightarrow R_A = 721.5 \text{ KN}$  &  $R_B = 378.5 \text{ KN}$

$M_0 = R_A \times 8.1 \rightarrow M_0 = 5844.2 \text{ KN.m}$

Pour  $x = L/2$  :

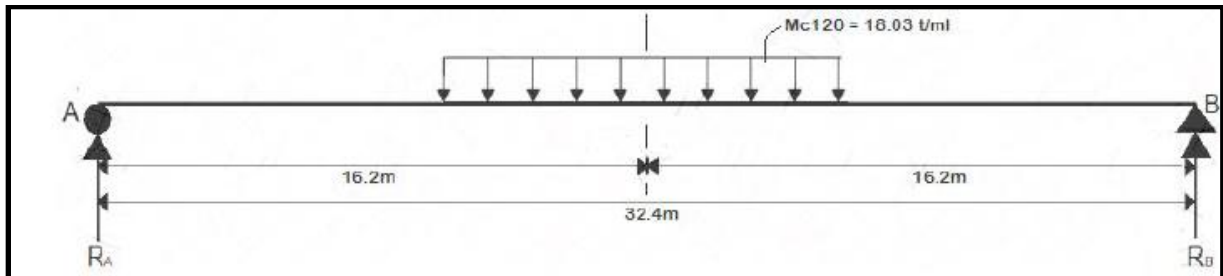


Figure VII.12. Surcharge  $M_{c120}$  à  $L/2$

Réactions aux appuis  $\rightarrow R_A = 550 \text{ KN}$  &  $R_B = 550 \text{ KN}$

$M_0 = R_A \times 16.2 - 18.03 \times \frac{3.05^2}{2} \rightarrow M_0 = 8071.4 \text{ KN.m}$

On a:

$M_{Max} = M_0 \times \delta$

Avec :  $M_0$  : Moment fléchissant dû au système  $M_{C120}$

**Tableau VII. 12. moment fléchissant sous surcharge sur  $M_{C120}$**

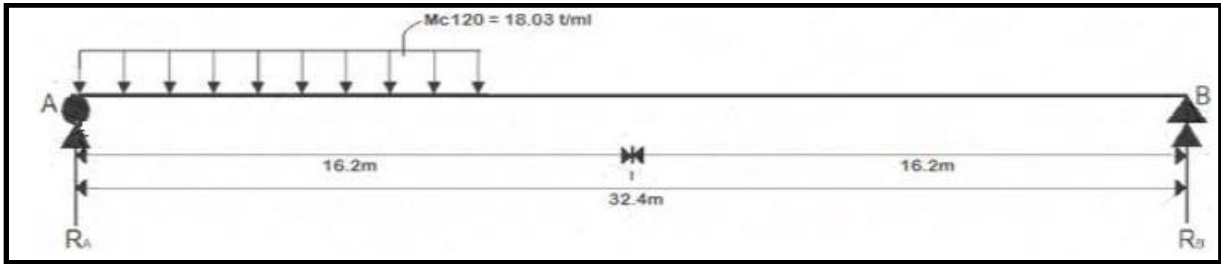
$M_{Max}$ (KN)	L/4	6276.76
	L/2	8668.68
$M_p$ (KN)	L/4	896.68
	L/2	1238.38

Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi  $M_{c120}$  est placé sur l'appui (à 0.00L) donc le nombre de convoi qui peut passer au même temps est un, car la distance libre entre leurs deux points de contact au moins égale à 30.5m et dans notre cas on a une poutre de 33.4m.

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

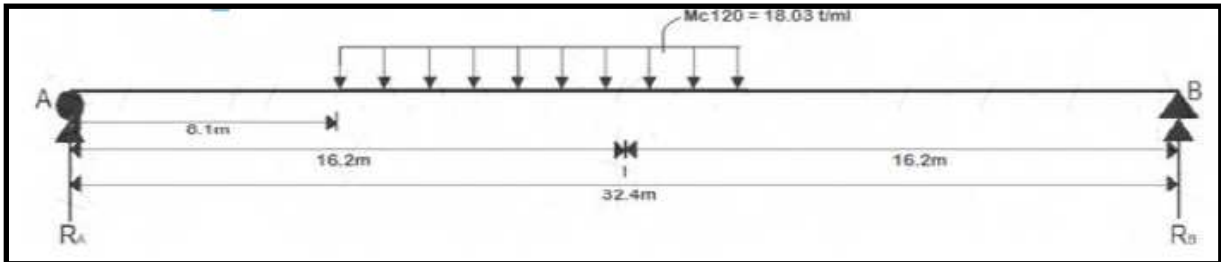
Pour  $x = 0.0$  :



**Figure VII.13. Surcharge  $M_{c120}$  à 0L**

Réactions aux appuis →  $R_A = 996.5 \text{ KN}$  →  $T_0 = R_A = 996.5 \text{ KN}$

Pour  $x = L/4$  :



**Figure VII.14. Surcharge  $M_{c120}$  à L/4**

Réactions aux appuis →  $R_A = 721.5 \text{ KN}$  &  $R_B = 378.5 \text{ KN}$  →  $T_0 = R_A = 721.5 \text{ KN}$

On a :

$$T_{\text{Max}} = T_0 \times \delta$$

Avec :  $T_0$  : Effort tranchant dû au système MC120

**Tableau VII. 13. effort tranchant sous surcharge sur  $M_{C120}$**

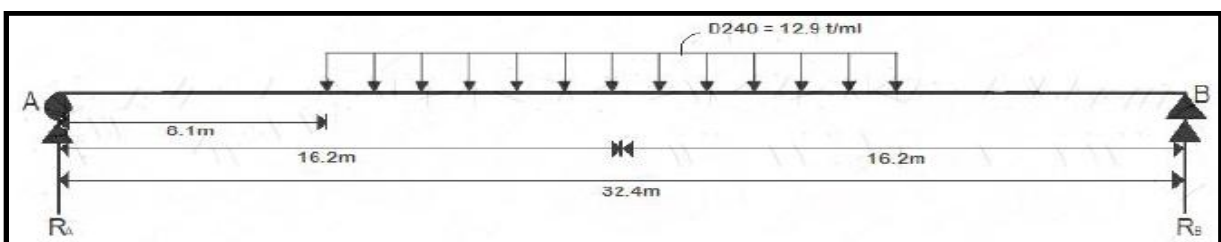
$T_{\text{Max}}$ (KN)	0.0	1070.24
	L/4	774.89
$T_p$ (KN)	0.0	152.89
	L/4	110.70

### VII.2.2.5. Convoi exceptionnelle $D_{240}$ :

#### Calcul du moment fléchissant :

Le moment maximum est obtenu lorsque le système D240 est au milieu.

Pour  $x = L/4$  :

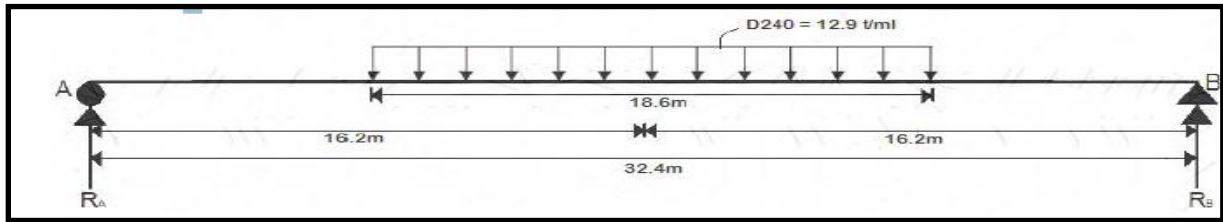


**Figure VII.15. Surcharge  $D_{240}$  à L/4**

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Réactions aux appuis →  $R_A = 1110 \text{ KN}$  &  $R_B = 1290 \text{ KN}$   
 $M_0 = R_A \times 8.1 \rightarrow M_0 = 8991 \text{ KN.m}$

Pour  $x = L/2$



**Figure VII.16. Surcharge D<sub>240</sub> à L/2**

Réactions aux appuis →  $R_A = 1200 \text{ KN}$  &  $R_B = 1200 \text{ KN}$   
 $M_0 = R_A \times 16.2 - 12.9 \times \frac{9.3^2}{2} \rightarrow M_0 = 13861.4 \text{ KN.m}$

On a:

**M<sub>Max</sub> = M<sub>0</sub>**

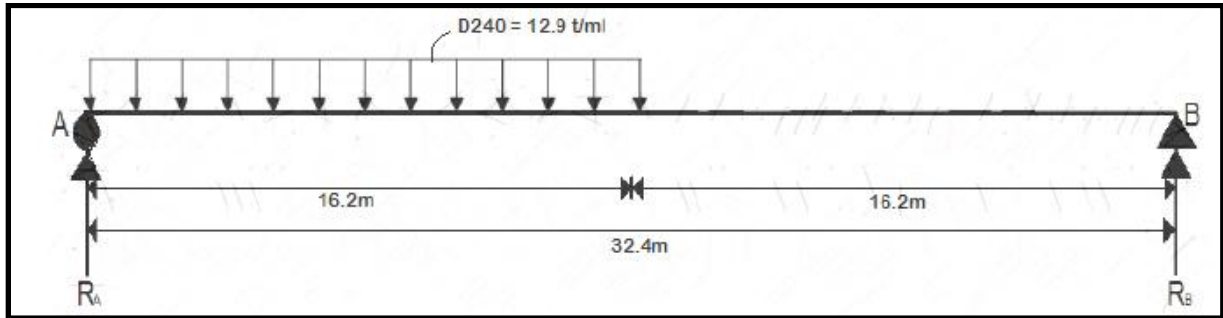
Avec : M<sub>0</sub> : Moment fléchissant dû au système D<sub>240</sub>

**Tableau VII. 14. moment fléchissant sous surcharge sur D<sub>240</sub>**

<b>M<sub>Max</sub> (KN)</b>	L/4	8991
	L/2	13861.4
<b>M<sub>p</sub> (KN)</b>	L/4	1284.43
	L/2	1980.2

**Calcul de l'effort tranchant :**

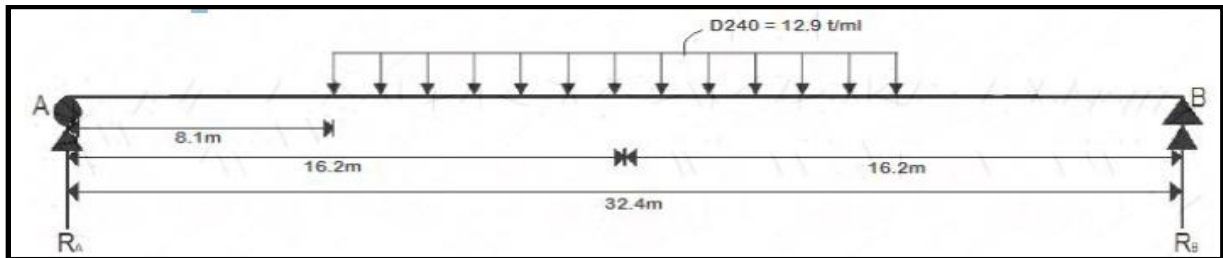
Pour  $x = 0.0$  :



**Figure VII.17. Surcharge D<sub>240</sub> à 0L**

Réactions aux appuis →  $R_A = 1711.1 \text{ KN}$  &  $R_B = 688.3 \text{ KN} \rightarrow T_0 = R_A = 1711.1 \text{ KN}$

Pour  $x = L/4$  :



**Figure VII.18. Surcharge D<sub>240</sub> à L/4**

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Réactions aux appuis  $\rightarrow RA = 1111.1 \text{ KN}$  &  $RB = 1288.3 \text{ KN}$   $\rightarrow T_0 = RA = 1111.1 \text{ KN}$

On a :

**T<sub>Max</sub> = T<sub>0</sub>**

Avec : T<sub>0</sub> : Effort tranchant dû au système D240

**Tableau VII. 15. effort tranchant sous surcharge sur D<sub>240</sub>**

<b>T<sub>Max</sub> (KN)</b>	0.0	1711.1
	L/4	1111.1
<b>T<sub>p</sub> (KN)</b>	0.0	244.44
	L/4	158.72

Le tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant dus aux surcharges :

**Tableau VII. 16. Récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges**

Désignation		Pour x = 0.25 L		Pour x = 0.50 L	
		M total	M/poutre	M total	M/poutre
Système A(L)	01 voie chargée	3582.3	511.8	4776.4	682.3
	02 voie chargée	7164.6	1023.5	9552.8	1364.7
Trottoir	01 trottoir	221.4	31.6	295.2	42.2
Système B <sub>c</sub>	01 voie chargée	3312.91	473.27	4275.64	610.81
	02 voie chargée	6136.28	876.61	7919.48	1131.35
Système B <sub>t</sub>	01 voie chargée	2404.72	343.53	3161.30	451.61
	02 voie chargée	4841.19	691.60	6364.36	909.19
Convoi M <sub>c120</sub>		6276.76	896.68	8668.68	1238.38
Convoi D <sub>240</sub>		8991	1284.43	13861.4	1980.2

**Tableau VII. 17. Récapitulatif des efforts tranchant dus aux surcharges**

Désignation		Pour x = 0L		Pour x = 0.25 L	
		T total	T /poutre	T total	T /poutre
Système A(L)	01 voie chargée	589.7	84.2	294.8	42.1
	02 voie chargée	1179.4	168.5	589.7	84.2
Trottoir	01 trottoir	36.5	5.2	18.2	2.6
Système B <sub>c</sub>	01 voie chargée	601.02	85.86	409.73	58.53
	02 voie chargée	1113.23	159.03	758.91	108.42
Système B <sub>t</sub>	01 voie chargée	398.51	56.93	296.76	42.39
	02 voie chargée	802.30	114.61	597.43	85.35
Convoi M <sub>c120</sub>		1070.24	152.89	774.89	110.70
Convoi D <sub>240</sub>		1711.1	244.44	1111.1	158.72

### VII.3. CALCUL TRANSVERSALE:

#### VII.3.1. LA METHODE DE GUYON-MASSONET :

Pour la répartition transversale des charges on utilise la méthode de Guyon Massonnet qui est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts.

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversale  $K\alpha$  dépend essentiellement du paramètre de torsion  $\alpha$ , et d'entretoisement  $\theta$ . Pour chaque effort, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la poutre qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

### VII.3.2.DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

#### Largeur active (b) :

$$2b = n \times b_1$$

Avec :  $b_1$  : Entraxe des poutres (176.8 cm)

$n$  : Nombre de poutres (07 poutres)

$$\text{Donc : } 2b = 12.376 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{b = 6.188 \text{ m}}$$

#### Positon active des poutres :

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle  $b$ .

$$P_x = \frac{1.768}{6.188} \times y \times b \quad \text{Avec : } y = \{-3 ; -2 ; -1 ; 0 ; 1 ; 2 ; 3\}.$$

$$\mathbf{(-0.8571b ; -0.5714b ; -0.2857b ; 0 ; 0.2857b ; 0.5714b ; 0.8571b)}$$

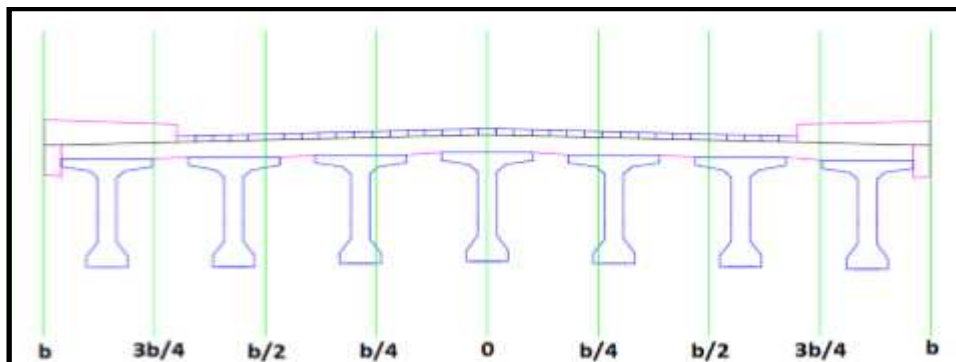


Figure VII.19. Position des poutres transversalement

Cette méthode dépend de deux paramètres essentiels :

#### ➤ Le paramètre d'entretoisement ( $\theta$ ) :

Il caractérise la souplesse de l'entretoise, il est donné par la formule suivante :

$$\phi = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

b : demi largeur de la dalle.

L : portée de la travée.

### ➤ Le paramètre de torsion ( $\alpha$ ) :

Il caractérise la torsion du pont et il est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma^P + \gamma^E}{2 \times \sqrt{\rho^P \times \rho^E}} \quad \text{Tel que : } 0 \leq \alpha \leq 1$$

**Nb :** La dalle jouera le rôle d'entretoises étant donné l'absence de ces dernières.

### • Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$\rho^P = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

On a :

Moment d'inertie de la poutre  $\rightarrow I_p = I_0 + 8 \times (I_M - I_0) \times (1/3\pi)$

Inertie de la section d'about  $\rightarrow I_0 = 0.351 \text{ m}^4$

Inertie de la section a mi travée  $\rightarrow I_M = 0.286 \text{ m}^4$

Donc :  $I_p = 0.2957983014 \text{ m}^4 = 29579830.14 \text{ cm}^4$

$$\rho^P = 167306.73 \times E$$

### • Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho^E = \rho^D = \frac{E \times I_D}{l_1}$$

Moment d'inertie de la dalle  $\rightarrow I_D = \frac{l_1 \times d^3}{12}$

Avec :  $l_1$  : Distance entraxe des entretoises (on prend  $l_1 = 100 \text{ cm}$ )

d : Epaisseur de la dalle (25 cm)

Donc :  $I_D = 130208.3 \text{ cm}^4$

$$\rho^E = \rho^D = 1302.083E$$

### • Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$\gamma^P = \frac{C_p}{b_1}$$

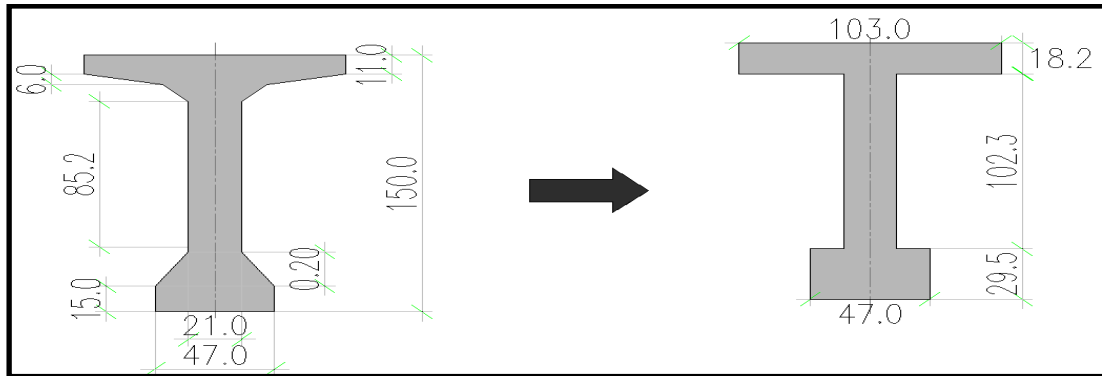
La rigidité torsionnelle par unité de longueur  $\rightarrow C_p = \frac{G}{3} \left( \frac{b_1 \times d^3}{2} + \sum h \times b^3 \right)$

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Pour  $\nu = 0.2$  on aura  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4167E$

- **Calcul de la section simplifiée :**

Afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.



**Figure VII.20. La section équivalente de la poutre**

La section réelle de la poutre est égale à 5108 cm<sup>2</sup>

$$d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = 18.20 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = 29.47 \text{ cm}$$

$$h = 150 - d - d' = 102.33 \text{ cm}$$

$$C_p = 0.1386 [(47 \times 29.47^3 + 102.33 \times 21^3 + 103 \times 18.2^3) + 176.8 \times 25^3 / 2]$$

Donc :  $C_p = 575577.36 E$

$$\gamma_p = 3255.53 E$$

➤ **Rigidité torsionnelle de la dalle :**

$$\gamma_D = \frac{C_D}{l_1}$$

CD : la rigidité torsionnelle par unité de longueur.

$$CD = 2GID \quad \rightarrow \quad CD = 108515,625 E$$

$$\gamma_D = 1085,16 E$$

Après calcul on obtient :

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

**Tableau VII. 18. Valeur des paramètres  $\theta$  et  $\alpha$**

Paramètre d'entretoisement ( $\theta$ )	Paramètre de torsion ( $\alpha$ )
0.626	0.147

### VII.3.3. REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :

#### VII.3.3.1. CALCUL DU COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE $K_\alpha$ :

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant  $K_\alpha$  dépend bien sûr des paramètres  $\alpha$  et  $\theta$ , ainsi que des excentricités des poutres  $y$  et des charges  $e$ .

Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \quad \text{Si} \quad 0.3 \leq \theta \leq 1$$

Avec :

$$\beta = 1 - e^{[(0.065 - \theta) / 0.665]}$$

Donc :

$$K_\alpha = K_0 + 0.390 \times (K_1 - K_0)$$

Le  $\theta$  calculé ne figure pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet donc on doit faire une interpolation entre la valeur  $\theta = 0.60$  et  $\theta = 0.65$  pour trouver les valeurs de  $\theta = 0.626$ .

Pour ce faire on utilise les formules suivantes :

$$K_{0(0.626)} = K_{0(0.60)} + \frac{(0.626 - 0.60)}{(0.65 - 0.60)} \times [K_{0(0.65)} - K_{0(0.60)}]$$

$$K_{1(0.626)} = K_{1(0.60)} + \frac{(0.626 - 0.60)}{(0.65 - 0.60)} \times [K_{1(0.65)} - K_{1(0.60)}]$$

Les tableaux représentants  $K_{0(0.524)}$ ,  $K_{1(0.524)}$  et de  $K_\alpha$  sont joints en annexe.

Les valeurs de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sont inscrites dans le tableau en annexe.

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer les surcharges suivant le **RCPR**. (En annexe).

Dans le cas des charges concentrées, la valeur sera directement lue sur le graphe, puis on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.

$$K_\alpha \text{ moyen} = \Sigma K_\alpha / n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de charge}$$

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_\alpha \text{ moyen} = S/l$$

$S$  : Aire du graphe sous la largeur chargée (Calcul fait par le logiciel **AUTOCAD**)

$l$  : Largeur chargée

#### VII.3.3.2. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT REELS :

Les valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à mi-travée sont données par la formule suivante :

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

$$M_{\text{réel}} = K_{\alpha} \text{ moyen} \times M_0$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau en annexe.

### VII.3.3.3.COMBINAISON AUX ETATS LIMITES :

**Tableau VII. 19. Combinaisons de charge des moments fléchissant**

	P0	P1	P2	P3
<b>ELS</b>				
<b>G + 1,2.A(L)<sub>2</sub> + St</b>	5445,36	5767,32	5262,94	5181,58
<b>G + 1,2.bc<sub>2</sub> + St</b>	4857,24	5256,12	5253,46	5289,58
<b>G + 1,2.bt<sub>2</sub> + St</b>	4857,24	4989,36	4919,62	4885,18
<b>G+Mc<sub>120</sub></b>	4 945,52	5 045,22	5 078,52	5 066,42
<b>G+D<sub>240</sub></b>	5 933,82	6044.52	5 517,22	5 176,02
<b>ELU</b>				
<b>1,35G + 1,6.(A(L)<sub>2</sub>+St)</b>	7328,81	7764,65	7100,17	7000,65
<b>1,35G + 1,6.(Bc<sub>2</sub>+St)</b>	6862,09	7083,05	7087,53	7144,65
<b>1,35G + 1,6.(Bt<sub>2</sub>+St)</b>	6544,65	6727,37	6642,41	6605,45
<b>1,35.(G+Mc<sub>120</sub>)</b>	6676,45	6811,04	6856,00	6839,66
<b>1,35.(G+D<sub>240</sub>)</b>	8010,65	8160.10	7448,24	6987,62

### VII.4. MODELISATION DU PONT :

Pour la modélisation qui dépend du logiciel utilisé, on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable. Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

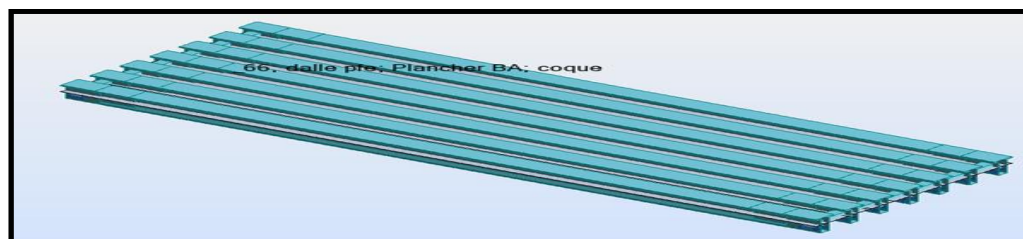
Puisque notre ouvrage est un pont isostatique composé de cinq travées identiques indépendantes, l'étude du tablier d'une seule travée est suffisante.

#### VII.4.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT :

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysais est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Le tablier est composé d'une dalle qui repose sur 7 poutres supportées par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

#### VII.4.2. MODELISATION DU TABLIER :



**Figure VII. 21. Modèle numérique du tablier**

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER

Tableau récapitulatif des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique :

**Tableau VII. 20. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2015**

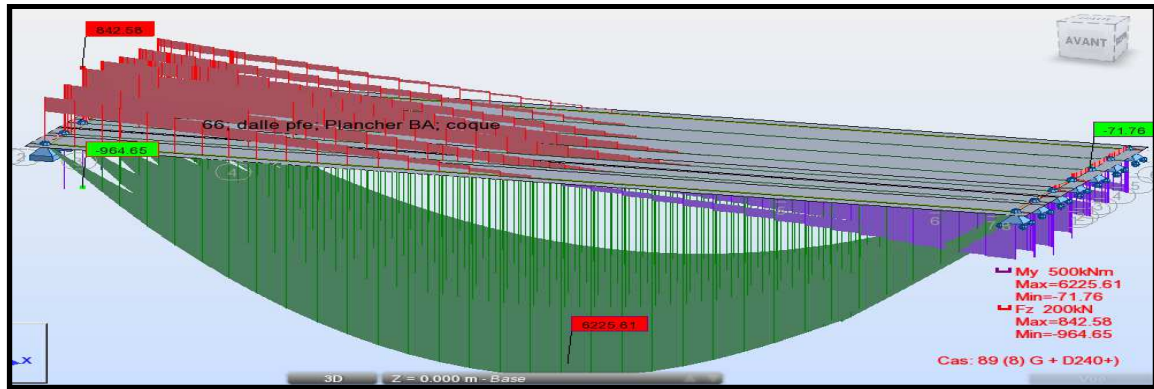
Chargement	Moment (KN.M)	Effort tranchant (MN)
Poids propre	3027.92	391.40
CCp	1104.38	143.97
Charge permanente	4122.26	535.37
St	100.56	13.72
Al (1voie chargée)	1058.71	126.71
Al (2voies chargées)	1456.92	178.98
Bc (1voie chargée)	1131.78	182.2
Bc (2voies chargées)	1825.64	245.01
Bt(1voie chargée)	984.14	141.40
Bt (2voies chargées)	1484.57	198.49
Mc120	1925.98	265.42
D240	2481.14	367.77

Après toute combinaison faite :

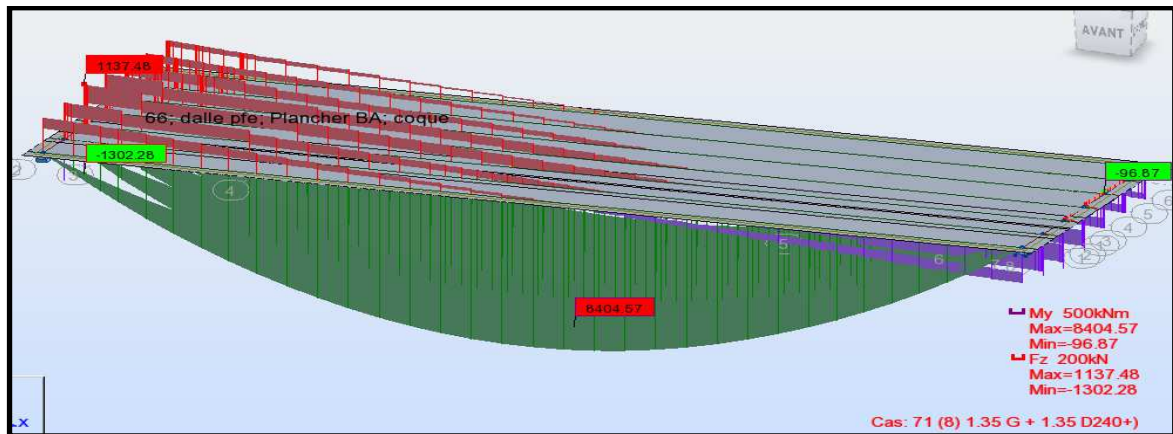
**Tableau VII. 21. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique**

Combinaisons	Moment Max (KN.M)	Effort tranchant Max (KN)
ELU : 1.35G + 1.6 (Al2v+St)	7525.98	944.45
ELU : 1.35G+1.6 (Bc2+ St)	8090.50	1034.74
ELU : 1.35 (G+Mc120)	7782.35	999.42
ELU : 1.35 (G+D240)	8404.57	1137.48
ELS : G + 1.2 Al2+ St	5572.84	701.03
ELS : G + 1.2 Bc2+ St	6020.52	769.88
ELS : G + Mc120	5764.70	740.31
ELS : G + D240	6225.61	842.58

## CHAPITRE VII : CALCUL DU TABLIER



**Figure VII. 22. Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP**



**Figure VII. 23. Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP**

### VII.5. ETUDE COMPARATIVE :

Les résultats des deux méthodes de calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII. 22. Comparaison entre la méthode manuelle et automatique**

Combinaison		Moment fléchissant (KN.m)	
		Manuel	Automatique
ELS	G + D <sub>240</sub>	6044,52	6225.61
ELU	1.35(G + D <sub>240</sub> )	8160,10	8404.57

### VII.6. CONCLUSION :

La modélisation numérique par les différents logiciels «SAP 2000, ROBOT, CSR bridge » est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul des structures ; Toute fois n'oublions pas que ces logiciels de modélisation qui sont un outil pour les ingénieurs nécessitent une analyse objective des sorties par l'utilisateur, qui doit avoir les compétences nécessaires pour pouvoir interpréter les résultats et comprendre le fonctionnement de la modélisation de la structure.

# CHAPITRE VIII

*ETUDE DE LA PRECONTRAINTE  
ET DES DEFORMATIONS*

### VIII.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

#### VIII.1. INTRODUCTION :

Le béton a pour qualité essentielle sa bonne résistance en compression, par contre, il affiche une faible résistance en traction. D'où l'intérêt de chercher un moyen d'utiliser au maximum la résistance du béton. Ceci constitue le but essentiel de ce chapitre.

Dans le béton précontraint on cherche à éviter que le béton soit tendu. L'idée fondamentale est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression en introduisant artificiellement dans les structures un système de contrainte préalables qui permet au béton de rester dans le domaine de compression.

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

Dans la suite de ce chapitre on va l'étudier étape par étape.

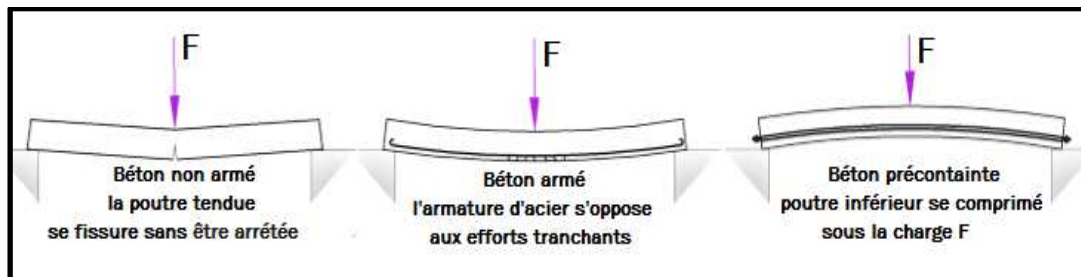


Figure VIII.1. Principe du béton précontrainte

#### VIII.1.1. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre les câbles de précontrainte déjà enfilés dans des gaines. Les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

#### VIII.1.2. ETAPES GENERALES DE LA REALISATION :

- Placement des gaines dans le coffrage,
- Mise en place des armatures passives,
- Coulage du béton,
- La mise en tension des câbles après le durcissement du béton,
- L'injection de coulis de ciment.
- Cachetage des ancrages.

### VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

#### VII.2.1. CARACTERISTIQUES ET DONNEES :

Les caractéristiques pris en considération sont notés comme suite :

• POUR LES CABLES :

Nous allons utilisées les caractéristiques de câbles en IV. 2.2.2.

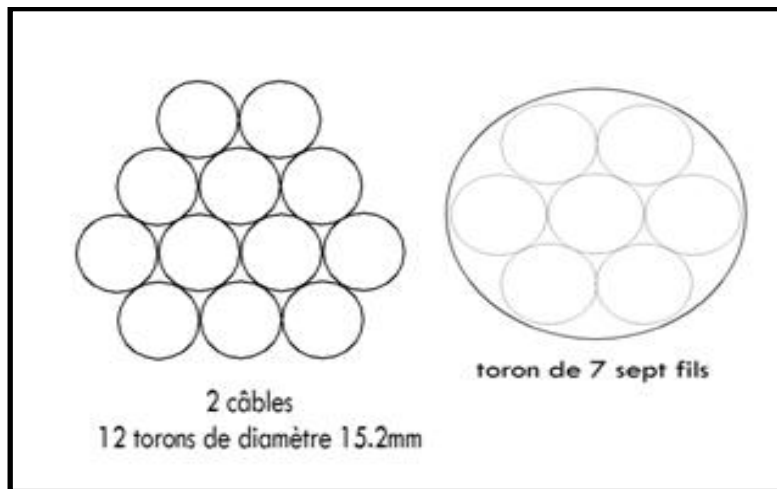


Figure VIII.2. Câble 12T15

• POUR LES MOMENTS :

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

Résultats Logiciel			
<b>M<sub>gp</sub></b>	1.723	MN.m	Moment du a poids propre de poutre
<b>M<sub>M</sub></b>	6.226	MN.m	Moment dû à la surcharge G+D240 à l'ELS
<b>M<sub>m</sub></b>	4.122	MN.m	Moment dû aux charges permanentes
<b>V<sub>M</sub></b>	0.843	MN	Efforts tranchants dû à la surcharge G+D240 à l'ELS
<b>V<sub>m</sub></b>	0.535	MN	Efforts tranchants dû aux charges permanentes

• POUR LA POUTRE :

Nous allons utilisées les caractéristiques des sections (Pour section d'about : **Tableau V. 2.** Et section médiane **Tableau V. 4**

• POUR LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II :

D'après le **BPEL 91**

Tableau VIII. 2. Contraintes admissibles

	En construction	En service (Combinaison rares)
En compression	$\sigma_{bc1} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc2} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$
En traction	$\sigma_{bt1} = - 1,5 f_{t28} = - 4.50 \text{ MPa}$	$\sigma_{bt2} = - f_{t28} = - 3 \text{ MPa}$

NB : plus des détails dans l'annexe.

**VIII.1.2.2. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE :**

VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE  $P_{min} = \max [PI, PII]$

PI: c'est la force minimale en section sous critique.

PII: c'est la force minimale dans en section sur critique.

- Section sous critique  $\rightarrow PI = \frac{\Delta M + \rho \times B \times (v \times \sigma_{t2} + v' \times \sigma_{t1})}{\rho \times h}$

- Section sur critique  $\rightarrow PII = \frac{M_{max} + \rho \times B \times v \times \sigma_{t2}}{\rho \times v + v' - d'}$

-  $d' = 0.1 \times H_t$

**Tableau VIII. 3. Détermination de P min**

$\sigma_{t1}$	$\sigma_{t2}$	$d'$	PI	PII	P min
-3.00	-4.50	0.18	-0.68	4.31	4.31

$PII > PI$  : notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

$P_{min} = PII = 4.31MN$

**VIII.1.2.3. CALCUL DU NOMBRE DE CABLE :**

➤ **A MI TRAVEE :**

**NB :** Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi- travée avec hourdis.

Dans le cas de la post-tension, la valeur de la précontrainte maximale à l'origine exercée par un câble ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs :

$P_0 = \min \{0.8 * f_{prg} * A_p; 0.9 * f_{peg} * A_p\}$

$P_0 = \min \{2,5; 2,25\}$

**Donc :  $P_0 = 2,25 MN$**

Nous estimons les pertes de précontrainte à 30% de  $P_0$  donc :

$P_{min} \leq n \times (P_0 \times 0.68)$  Donc :  $n = \frac{P_{min}}{P_0}$

$n \geq 2.81$  Donc  **$n=3$**

**Nous aurons 3 câbles de 12T15 à mi travée.**

➤ **A L'ABOUT :**

**NB :** Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle.

Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ .

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt}$

Fibre inférieure :  $\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{M_g \times V}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \times V}{I_n} \right) > -1.5 \times f_{t28} \\ \text{Pour la fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{-M_{MIN} \times V'}{IG} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \times V'}{IG} \right) > -0.6 \times f_{c28} \end{array} \right.$$

Avec :  $b_t = -4.5 \text{ Mpa}$  et  $\sigma_{bc} = 24 \text{ Mpa}$

On aura :

$$\sigma_{sup} \rightarrow P \leq 5.73 \text{ MN} \rightarrow n \leq 2.55$$

$$\sigma_{inf} \rightarrow P \leq 10.43 \text{ MN} \rightarrow n \leq 4.64$$

**On prend alors 2 câbles de 12T15 à l'about**

**• VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE DE LA PRECONTRAINTE :**

Nous vérifions que  $P_0$  n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Sachant qu'on avait estimé les pertes à 30% de  $P_0$  donc :  $P_{min} \times n \leq \sigma_{bc} \times B_n - \Delta M_{ph}$

$$P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.7 P_0$$

$$5.25 \text{ MN} \leq 17.4 \text{ MN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

**VIII.1.2.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES**

**NB :** Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

**P :** Effort de précontrainte ( $P = n \times \text{câble} \times (P_0 - \% \text{ Pertes de } P_0) \times \% \text{ Mise en tension}$ ) On vérifie les inégalités suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 - M) + \frac{V}{I_n} \geq \sigma_{min}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 - M) + \frac{V'}{I_n} \leq \sigma_{min}$$

Avec :

$$\text{Contrainte due à la précontrainte : } \sigma = \frac{P}{B_n}$$

$$\text{Contrainte due au moment de précontrainte : } \sigma = \frac{M_p \times V}{I_n}$$

$$\text{Contrainte due au poids propre de la poutre : } \sigma = \frac{M_g \times V}{I_n}$$

- **VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 7EME JOUR :**

On tire les 2 câbles d'about à 50% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10% de P0 (Document SETRA).

$$P = 2 \times 2.25 \times (1 - 0.1) \times 50\% = 2.025 \text{ M}$$

$$f_{c7} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j} = 26.49 \text{ MPa (selon BAEL 91)} \longrightarrow \sigma_{\text{Max}} = 0.6 f_{c7} = 15.89 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7} = 2.19 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{\text{Min}} = -1.5 f_{t7} = -3.28 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } M_g = 1.723 \text{ MN.m et } M_P = P \times e = -1.36 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = 5.74 \text{ MPa} \geq \sigma_{\text{Min}} = -3.28 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1.69 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{Max}} = 15.89 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de 20 MPa, on tire les câbles 1 et 2 à 50% de leur mise en tension.

- **VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 28EME JOUR :**

On tire les 2 câbles d'about à 100% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 15% de P0 (Document SETRA).

$$P = 2 \times 2.25 \times (1 - 0.15) \times 100\% = 3.825 \text{ MN}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{\text{Max}} = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{\text{Min}} = -1.5 f_{t28} = -4.50 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } M_g = 1.723 \text{ MN.m et } M_P = P \times e = -2.56 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\text{sup}} = 3.55 \text{ MPa} \geq \sigma_{\text{Min}} = -4.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 12.53 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{Max}} = 24 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de 40 MPa, on tire les câbles 1 et 2 à 100% de leur mise en tension.

- **VERIFICATION DES CONTRAINTES APRES COULAGE DE LA DALLE :**

Les 3 câbles sont tirés à 100% et on estime les pertes à la mise en tension à 20% de P0.

$$P = 2 \times 2.25 \times (1 - 0.2) \times 100\% = 3.6 \text{ MN}$$

$$\text{On a : } M_{g+d} = 3.03 \text{ MN.m et } M_P = P \times e = -5.56 \text{ MN.m}$$

Donc :  $\sigma_{sup} = 0.88 \text{ MPa} \geq \sigma_{Min} = - 4.50 \text{ MPa}$       **Condition vérifiée**

$\sigma_{inf} = 16.25 \text{ MPa} \leq \sigma_{Max} = 24 \text{ MPa}$       **Condition vérifiée**

• **VERIFICATION DES CONTRAINTES EN SERVICE :**

Les 3 câbles sont tirés à 100% et on estime les pertes à la mise en tension à 30% de P0.

On a :  $M_M \text{ (ELS)} = 6.23 \text{ MN.m}$  &  $M_P = P \times e = - 4.87 \text{ MN.m}$

Donc :  $\sigma_{sup} = 7.53 \text{ MPa} \geq \sigma_{Min} = - 4.50 \text{ MPa}$       **Condition vérifiée**

$\sigma_{inf} = - 0.72 \text{ MPa} \leq \sigma_{Max} = 24 \text{ MPa}$       **Condition vérifiée**

**VIII.1.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES**

**VIII.1.3.1. SECTION D'ABOUT :**

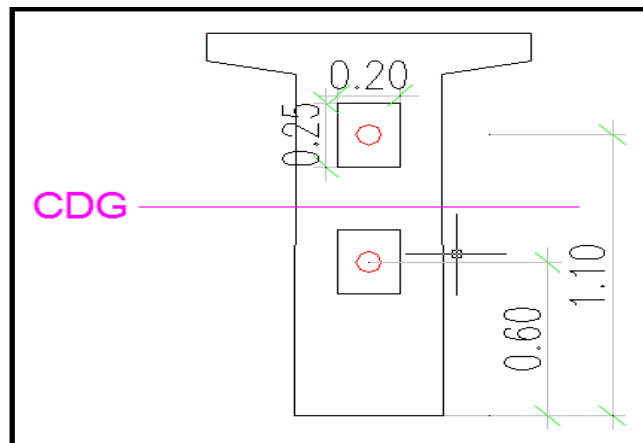
Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,50m entre 2 plaques d'encrage successifs à l'about.

$$\Sigma M/fib\ inf = 0 \longrightarrow 2Pv' = d1.P1 + P2 \times (d1+y)$$

$P1=P2=P$  Avec  $y = 0,50 \text{ m}$  et  $v' = 0.817 \text{ m}$

On aura :  $d1 = 2v' - y = 0,567 \text{ m}$  et donc  $d2 = 1,067 \text{ m}$ .

On fixe : **d1** = 0.60m et **d2** = 1.10m



**Figure VIII.3. Disposition des câbles à l'about**

• **PLAQUE D'ENCRAGE :**

Plaque sur laquelle bute une armature de précontrainte par post-tension. Elle assure la diffusion des efforts de compression dans le béton (dit alors béton précontraint).

Caractéristiques de plaque d'ancrage sont A= 240mm ; B=200mm ; C165mm

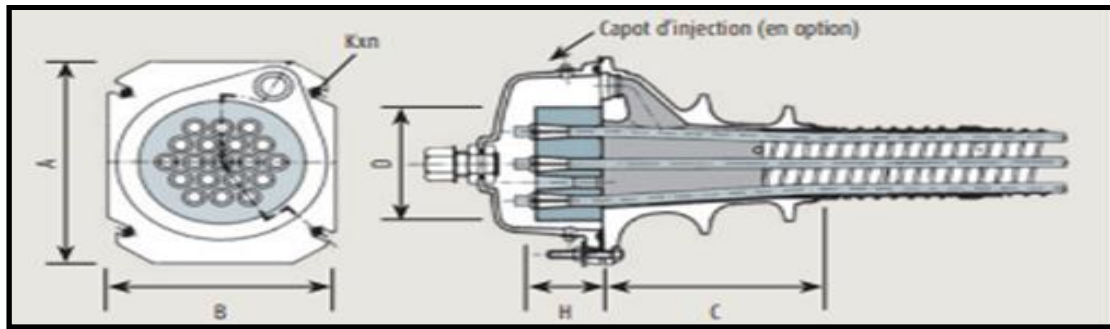


Figure VIII.4. Caractéristiques de plaque d'ancrage

NB : plus des détails dans l'annexe.

### VIII.1.3.2. SECTION MEDIANE :

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante (BPEL) :

- Diamètre de la gaine  $\varnothing = 8\text{cm}$ .
- Distance des câbles aux parements de la poutre  $c : c > \varnothing = 8\text{ cm}$ , on prend  $c = 15\text{ cm}$ .
- Espacement vertical  $e_v : e_v > \varnothing$ . On prend  $e_v = 15\text{ cm}$ .
- Espacement vertical  $e_h : e_h = 12.5\text{ cm}$

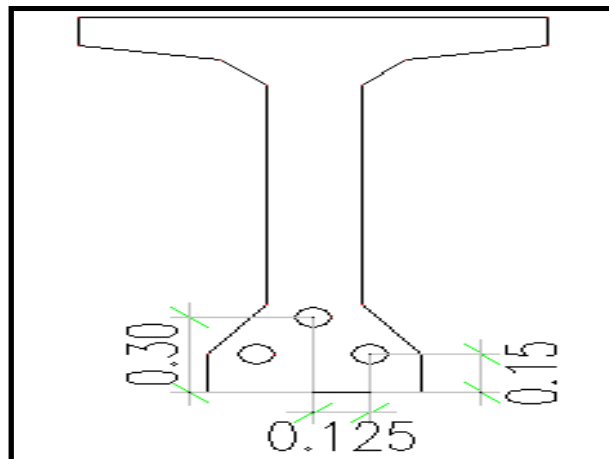


Figure VIII.5. Disposition des câbles à médian

### VIII.1.3.3. TRACE DES CABLES :

Le tracé vertical du câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre et un alignement droit d'environ 50cm précède l'ancrage.

A l'about les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about (moment nul à l'appui).

La trajectoire de la parabole des trois câbles suit l'équation de la forme :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$Y' = 2ax + b = \text{tg}(\alpha)$$

• Détermination de XK :

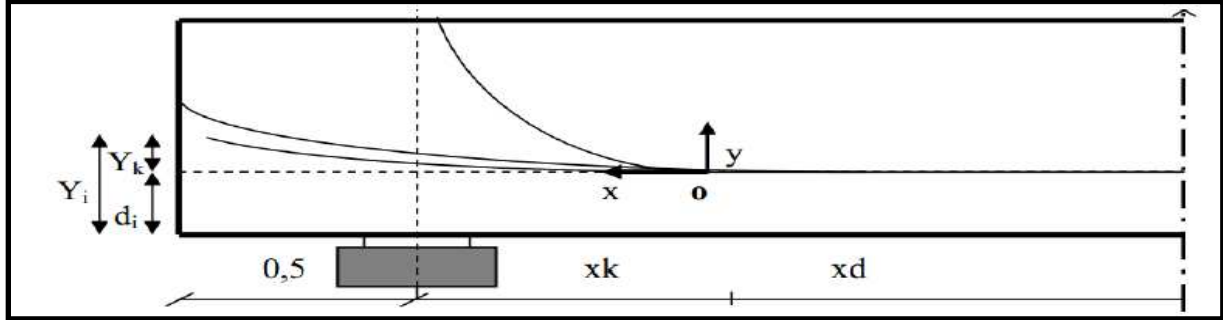


Figure VIII.6. Schéma représentatif des câbles précontraints

Les câbles sont d'un tracé parabolique sur une distance de (XK + 0,5) m.  
Le repère (x,y) a pour origine le point (0) à partir duquel les câbles deviennent rectilignes.

**Pour les câbles d'about :**

$$Y = (a.X^2) \text{ Donc : } \operatorname{tg}\alpha(X) = dY/dX = 2.a.X$$

$$\text{Lorsque : } X = (XK) \longrightarrow \operatorname{tg}\alpha = 2.a. XK \text{ et } a = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2.Xk}$$

$$\text{Lorsque : } X = (XK + 0,5) \longrightarrow \operatorname{tg}\alpha = 2.a.(XK + 0,5) \text{ et } Yi = a.(XK + 0,5)^2$$

$$Yi = \operatorname{tg}\alpha . (Xk+0,5)^2 - 2.Xk XK^2 - \left(\frac{2.Yi}{\operatorname{tg}\alpha} - 1\right). XK + 0,25 = 0 \text{ Avec : } YK = Yi - di$$

**Pour le câble extrados :**

L'angle de relevage de câble extrados est 25° pour faciliter la mise en place des vérins.

$$Y = (a.X^2) \text{ Donc : } \operatorname{tg}\alpha(X) = dY/dX = 2.a.X$$

$$\text{Lorsque : } X = (XK) \longrightarrow \operatorname{tg}\alpha = 2.a. XK \text{ et } a = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2XK}$$

$$\text{Et pour } X = (XK), Y = YK = Yi - di \longrightarrow YK = a.(XK)^2$$

$$\text{On aura : } YK = \operatorname{tg}\alpha (XK/ 2)$$

$$\text{Et : } Xd = L/2 - XK$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Tracé des câbles de précontrainte

câbles d'about							
câble	$\alpha$ (°)	Yi (0m)	Yi (4m)	di(m)	Yk(m)	Xk(m)	a
1	8.563	0.60	/	0.15	0.45	4.36	0.0173
2	13.233	1.10	/	0.15	0.95	6.20	0.0190
câble extrados							
1	24.532	/	1.53	1.23	0.53	4.24	0.0295

• Position et analyse de chaque câble en différentes sections :

Les équations paraboliques des différents câbles sont :

$$Y_i = a_i \times (X_{Ki} - X_i)^2 + d_i$$

$$tg \alpha_i = 2 \times a_i \times (X_{Ki} - X_i)$$

Les positions et angles dans les différentes sections sont donnés dans le tableau en annexe.

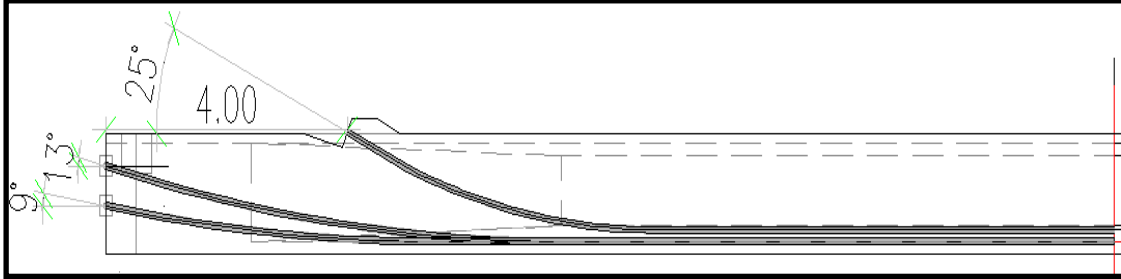


Figure VIII.7. Disposition réelle des câbles

VIII.1.3.4. LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL :

L'angle de relevage du câble moyen  $\alpha$  au niveau de l'appui donné par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\bar{V} + V_m}{p}\right)$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{V} : \text{Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis. } \bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot x \cdot 0.8h \\ \bar{\tau} : \text{Effort de cisaillement limité. } \bar{\tau} = \left( 0.4 f_{jt} \left( f_{jt} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right)^{1/2} \\ \sigma_x : \text{la contrainte normale au niveau de fibre neutre } \sigma_x = \frac{p}{B_m} \end{array} \right.$$

Tableau IV. 5. détermination de l'angle de relevage

bn	Bn	P	$\sigma_x$	$\bar{\tau}$	$\bar{V}$
0.39	1.21	4.20	3.92	2.88	1.57

$$-9.32 \leq \alpha \leq 29.34 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Les angles de relevage étant Vérifiés

VIII.1.4. CARACTERISTIQUES NETTES ET HOMOGENES DES SECTIONS :

VIII.1.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES :

$$B_n = B_b - n \times B_g \quad \text{Avec } B_g = \frac{\pi \times \phi^2}{4} : \left\{ \begin{array}{l} n : \text{diamètre de la gaine} \\ \phi : \text{nombre de trous} \end{array} \right.$$

$$V'n = \frac{B_b.V'_{br} - B(\varphi)\Sigma Y_i}{B_n}$$

$$I_n = I_b + (V'_b - V'n)^2 B_b - (n.I(\varphi) + B(\varphi) . \Sigma(V'n - Y_i)^2).$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{V_n.V'n.B_n}$$

NB : Le tableau donnant les caractéristiques géométriques nettes se trouve en annexe.

**VIII.1.4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES HOMOGENES :**

$$B_h = B_n + K \times n \times A_p \left\{ \begin{array}{l} K = 5: \text{Coefficient d'équivalence.} \\ n: \text{Nombre de trous} \\ A_p: \text{Section des câbles} \end{array} \right.$$

$$V'h = \frac{B_n \times V'n + 5A_p \times \Sigma Y_i}{B_h} \quad \text{et} \quad V_h = h - V'h$$

$$I_h = I_n + (V'h - V'n)^2 B_n + K.A_p.\Sigma(V'h - Y_i)^2$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{V_h.V'h.B_h}$$

NB : Le tableau donnant les caractéristiques géométriques homogènes se trouve en annexe.

**VIII.1.5. CALCUL DES PERTES**

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension.

Le calcul des pertes se fait au niveau de la section critique où les contraintes de compression et de traction dans le béton atteignent leur limite. (pour  $x=l/2$ )

**VIII.1.5.1. LES PERTES INSTANTANÉES :**

- **Au frottement de câble :**

Les pertes par frottements sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}.e^{-(f. \beta + \varphi x)}$$

Avec :  $\sigma_{P0}$  : Contrainte de tension à l’ancrage.  $\sigma_{P0} = 1488$  MPa  
 $f$  : Coefficient de frottement en courbe.  $f = 0.18$   
 $\varphi$  : Coefficient de perte de tension par unité de longueur  $\varphi = 0,002$  m-1.  
 $\beta$  : Angle de relevage du câble à la distance  $x$  (en radian) (**en annexe**).  
 $x$  : Longueur en courbe des câbles.

Tableau VIII. 6. Pertes par frottement

	N°câble	$x=l/2$ (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy (%)
<b>Câble d’about</b>	<b>C1</b>	16.7	0.043	0.040	60.04	66.71	0.0448
	<b>C2</b>	16.7	0.095	0.050	73.39		
<b>Câble extradados</b>	<b>C1</b>	12.7	0.125	0.048	69.70	69.70	0.0464

• **Recul a l’ancrage :**

Les pertes par Recul a l’ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_{P0} \times k \times (d - x)$$

$\sigma_{P0}$  : Tension sous vérin.  
 $k$  : La courbe totale.  $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$   
 $l$  : Longueur du câble.  
 $d$  : La longueur d’influence.  $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{P0} \times k}}$   
 $E_p$  : Module d’élasticité de l’acier.  
 $g$  : Intensité du recul d’ancrage

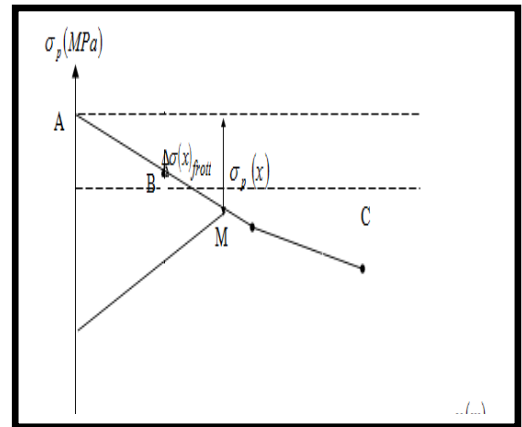


Figure VIII.8. Schéma descriptif sur les pertes par recul d’ancrage

Tableau VIII. 7. Calcul de la valeur de d

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)
<b>C1</b>	16.7	0.0024	17.79
<b>C2</b>	16.7	0.0030	16.01
<b>C extradados</b>	12.7	0.0038	14.24

Tableau VIII. 8. Pertes par recul d’ancrage

$\Delta\sigma_{rec(l/2)}$	$\Delta\sigma_{rec(0)}$
<b>0</b>	<b>128.15 (MPa)</b>
<b>0</b>	<b>142.37 (MPa)</b>
<b>0</b>	<b>160.10 (MPa)</b>

• **Déformation instantanée du béton:**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_e = k \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

- k : Coefficient multiplicateur définie par le **BPEL**  $k=1/2$ .
- $E_p$  : Module de Young instantané des aciers de précontraint.
- $E_{ij}$  : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j.
- $\sigma_{bi}$ : Contrainte parabole du béton.  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e^2}{I_G}$
- e : excentricité moyenne des câbles.
- $M_P$  : moment du au poids propre de la section médian.
- $I_G$  : moment d'inertie de section médiane d'une poutre seule.
- B : la section médian nette d'une poutre seule.
- P : effort de précontrainte.  $P = n \times p_0 (1 - \Delta\sigma_{moy}(\%))$

**Tableau VIII. 9. Détermination contrainte parabole**

$M_P$	$I_G$	B	e	$E_{ij}$	N°Cable	P	$\sigma_{bi}$
1.72MN	0.257 m <sup>4</sup>	0.953 m <sup>2</sup>	0.96m	37619.47 MPa	C1	6.271MN	13.50MPa
					C2		
					C extrdos	6.393MN	3.5MPa

**Tableau VIII. 10. Pertes par déformation instantanée du béton**

N°Cable	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
C1	34.09	0.0229
C2		
C extrdos	8.85	0.0059

**VIII.1.5.2. LES PERTES DIFFEREES :**

• **Perte par relaxation :**

Cette perte dépend de l'acier et de son traitement, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[ \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}$$

$\rho_{1000}$  (%) : relaxation garantie à 1000h

avec  $\mu_0$  : coefficient valant 0.43 pour les armatures a très basse relaxation.

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$ . Avec  $\Delta\sigma_i$  : la contrainte totale instantanée.

**Tableau VIII. 11. Pertes par relaxation**

N° Cable	$\rho_{1000}$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
C1	2.5%	0.43	65.04	0.0437
C2				
C extrdos			68.49	0.460

• **Perte par retrait :**

Les câbles. Liés au béton a leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur trace par le coulis d'injection sont astreints à subir les mémés variations de déformations que le béton adjacent.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$$

Avec :  $\xi_r$  : le retrait final du béton égale à 2.10-4

**Tableau VIII. 12. Pertes par retrait**

$\Delta\sigma_r$	<b>38.00</b>	<b>MPa</b>
$\Delta\sigma_r$	<b>0.0255</b>	<b>%</b>

• **Perte par fluage :**

Au cours du temps, le béton subit des déformations sous l'action des contraintes constantes permanentes de compression, et entraine avec lui les câbles ce qui provoque une chute de tension.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_{bi} \times \frac{E_p}{E_I} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I_G} - \frac{M_p \times e^2}{I_G}$$

$\sigma_{bi}$  : contrainte finale après toutes les pertes dans le beton au niveau du cable moyen sous mes charges de longue durée s'application.

B : la section médian d'une poutre avec hourdi.

$P = P_0 \times n \times (1 - dp)$  et  $dp$  : perte instantané.

**Tableau VIII. 13. Pertes par fluage**

$M_p$ (MN.m)	$e_0$ (m)	N° Cable	P (MN)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
4.12	0.995	C1	6.30	14.60	184.35	0.1239
		C2				
		C extrdos	6.39	15.05	190.09	0.1277

**VIII.1.5.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES :**

•  $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6) \Delta\sigma_{rp}$

**Tableau VIII. 14. Récapitulatif des pertes totales**

N°Cable	$\Delta\sigma_{Inst}(MPa)$	$\Delta\sigma_{Diff}(MPa)$	$\Delta\sigma_{\infty}(MPa)$	$\Delta\sigma_{Inst}(\%)$	$\Delta\sigma_{Diff}(\%)$	$\Delta\sigma_{\infty}(\%)$
C1	99.77	276.55	376.32	6.71	18.59	<b>25.29</b>
C2						
C extrdos	78.55	285.13	363.68	5.18	19.16	<b>24.44</b>

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (27%).

**VIII.1.6. VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :**

Nous allons vérifier, dans cette partie, si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée, (a mis travée).

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

$$\left[ \begin{array}{l} P1 = 1,02 P0 - 0,80 \Delta P \\ P2 = 0,98 P0 - 1,20 \Delta P \end{array} \right]$$

**VIII.1.6.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :**

**Tableau VIII. 15. Effort précontrainte chaque position**

phases	Ncables	%Mt	$\Delta P$ extrdos	$\Delta P$ 2cables	P1	P2	dx= 0	dx= 4	dx= L/4	dx= 3L/8	dx= L/2
1	2	50	//	3.36	2.23	2.11	0.85	0.69	0.21	0.20	0.20
2	2	100	//	6.71	4.35	4.05	0.85	0.69	0.21	0.20	0.20
3	3	100	14.76	16.00	6.04	5.35	0.85	0.69	0.21	0.20	0.20
4	3	100	24.44	25.29	5.53	4.59	0.85	0.69	0.21	0.20	0.20

On vérifie que la contrainte normale  $\sigma(y)$  est comprise entre les contraintes limites  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{bt}$  Pour chaque phase lors de l'exécution et en service (combinaison rares), sachant que :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

Un tableau qui résume tous les phases de vérification des contraintes normales à l'ELS est joint en annexe.

✓ **Phase 1 :**

Au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P0 et consomment 50% des pertes instantanées.

✓ **Phase 2 :**

Au 28ème jour, les câbles de la 1ère famille sont tirés à 100% de P0, ils consomment 100% des pertes instantanées.

✓ **Phase 3 :**

Après coulage de la dalle, les câbles de la 1ère famille vont consommer en plus des pertes instantanées r(t)% des pertes différées,

t : étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase.

✓ **Phase 4:**

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes. La surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable (G+D240).

**VIII.1.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE :**

Notre objectif dans cette étape, est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\left( \tau_{red} = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{b_n I} \right)$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} V_{red} : \text{Effort tranchant réduit. } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha \\ S_n(y) : \text{Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.} \\ b_n : \text{largeur nette de la section.} \end{array} \right.$

Et on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\left( \tau^2 \leq 0.4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 \right)$$

$$\left( \tau^2 \leq 2 \frac{f_{ij}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{ij} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 \right)$$

Puisque:  $\sigma_x \leq 0.4 f_{cj}$  On a  $\bar{\tau}_1^2 \leq \bar{\tau}_2^2$  donc on verifie juste que  $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Avec  $\left( \sigma_x = \frac{P}{B} \right)$  et  $P = \sum P_i \times \cos \alpha_i ; P = n \times p_0 \times (1 - \Delta P) .$

Tel que :  $\left\{ \begin{array}{l} B_n : \text{la section nette ; } n : \text{nombre de câble.} \\ P_0 : \text{la contrainte de tension à l'encrage.} \\ \Delta P : \text{la somme des pertes totales} \end{array} \right.$

**Tableau VIII. 16. Récapitulatif des contraintes tangentielles**

$\sum P_i \times \cos \alpha$ MN	$B_n$ m <sup>2</sup>	$\sigma_x$ MPa	$\sum P_i \times \sin \alpha$ MN	$V_{ser}$ MPa	$V_{red}$ MPa	$S_n$ m <sup>3</sup>	$I_n$ m <sup>4</sup>	$B_n$ m
3.27	1.21	2.70	0.61	0.84	0.23	0.31	0.35	0.39
$\bar{\tau}_1 = 2.62 \text{ MPa}$			$\tau = 0.53 \text{ MPa}$					

Les contraintes tangentielles sont largement vérifiées.

**VIII.1.7. FERRAILLAGE LONGITUDINAL PASSIF :**

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

- ARMATURES DE PEAU :**

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_s > \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times \text{périmètre de la poutre} = 3 \times 5.171 = 15.513 \text{ cm}^2 \\ 0.1\% \text{ de la section de poutre homogène} = 0.1\% \times B_n = 5.040 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

soit **14HA12 (logiciel EXPERT BA 2010)**

- ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ZONES TENDUES :**

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$\left\{ \begin{array}{l} B_t : \text{Air du béton tendu.} \\ N_{Bt} : \text{Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur } B_t. \\ \sigma_{inf} = -1.88 : \text{Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.} \\ f_e : \text{La limite élastique des armatures utilisées.} \end{array} \right.$

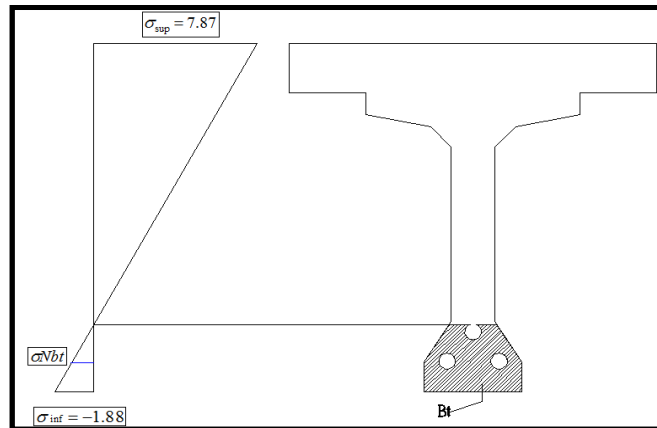


Figure VIII.9. Diagramme des contraintes à mi travée

Tableau VIII. 17. Armatures des zones tendues :

$B_t$ m <sup>2</sup>	$\sigma_{Bt}$ MPa	$\sigma N_{Bt}$ MPa	$N_{Bt}$ MN	$A_s$ cm <sup>2</sup>
0.1207	1.88	1.07	0.1291	<b>5.33</b>
Soit <b>4HA14</b>				

### VIII.1.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU :

#### VIII.1.8.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

- **HYPOTHESE DE CALCUL :**

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton/acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

- **PRINCIPE ET ETAPES DE CALCUL :**

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple ( $N_u$ ,  $M_u$ ) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant ( $N_U$ ,  $M_U$ ).

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer  $\gamma$  pour le calcul de  $B_t$ .
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $M_u$  qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que :  $N_u \leq M_u$ .

L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ .

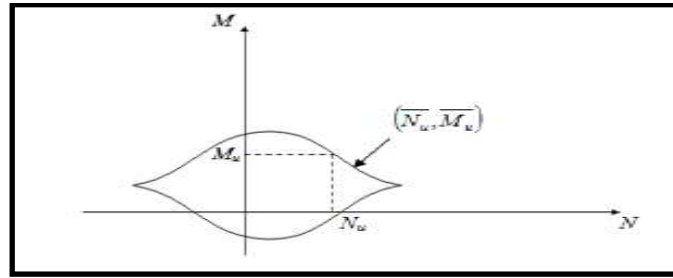


Figure VIII. 10. Courbe d'interaction

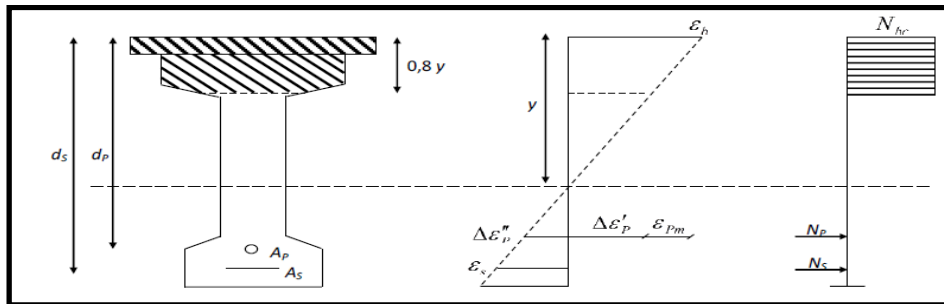


Figure VIII. 11. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.

Avec :

$$\begin{cases} d_s = 1.75 - 0.03 = 1.72 \text{ m} \\ d_p = 1.75 - 0.15 = 1.60 \text{ m} \\ A_s = 5.33 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.

On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ .

$\epsilon_p$  : Déformation du béton.

$\epsilon_{pm}$  : Allongement préalable.

$\sigma_{pm}$  : Contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous les actions permanentes.

$\Delta\epsilon_p'$  : Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_{bpm}$  : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$\Delta\epsilon_p''$  : Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

• APPLICATION :

$N_u = P_m$  Avec  $P_m = (\sigma_p0 - \Delta\sigma_t).n.A_p$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1ere famille } P_m = 3.5 \text{ MN} ; \text{ 2eme famille } P_m = 1.8 \text{ MN} \end{array} \right\}$$

Et  $M_u = 1.35 (M_G + M_{D240})$  : Moment longitudinal (ROBOT 2010) voir **Tableau VII. 2.**

Donc :  $(M_u = 8.405 \text{ MN.m} | N_u = 5.3 \text{ MN})$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suite :

**.1ère itération** : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ .

(Voir détail du calcul dans l'annexe)

$N_u = 5.30 \text{ MN}$  et  $\overline{N_u} = 6.63 \text{ MN}$  donc  $N_u < \overline{N_u}$ .

La condition est **vérifiée**.

**.2ème itération** : On suppose que  $\overline{N_u} = N_u$ , nous recherchons  $B(y)$

(Voir détail du calcul dans l'annexe)

Au final on obtient :

$N_u = 5.30 \text{ MN}$  et  $\overline{N_u} = 6.63 \text{ MN}$

$M_u = 8.41 \text{ MN.m}$  et  $\overline{M_u} = 9.44 \text{ MN.m}$ .

On a :  $M_u \leq \overline{M_u}$  et  $N_u < \overline{N_u}$  donc la condition est **vérifiée**.

- **CONCLUSION :**

Le couple  $(M_u, N_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

### VIII.1.8.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton. Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

#### VIII.1.8.2.1. ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins  $2 \text{ cm}^2$  d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

#### VIII.1.8.2.2. MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES :

D'après le BPEL, un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Il est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times B_n \times 1.15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$S_t \leq \min(1\text{m}, 0.8h, 3b_0) = \min(1\text{m}, 0.8 \times 1.75, 3 \times 0.47) = 1\text{m}.$   
 On fixe  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$  un cadre de HA12.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times B_n \times 1.15}$$

$S_t \leq 0.571$  Soit  $S_t = 35 \text{ cm}.$

**VIII.1.8.2.3. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LA ZONE D'APPUI :**

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues de treilles constituées par les bielles de béton et ces armatures.

✓ **non rupture des armatures transversales :**

$$\tau_{u.red} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times 1.15} \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

$\beta_u$  : Angle d'inclinaison des bielles de béton avec:

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \times \tau_{u.red}}{\sigma_{xu}} \quad \sigma_{xu} = \frac{\sum P \cos \alpha}{B_h}$$

**Tableau VIII. 18. Détermination angle d'inclinaison  $\beta_u$**

$V_{ult}$ MPa	$V_{red}$ MPa	$S_n$ $\text{m}^3$	$I_h$ $\text{m}^4$	$b_n$ m	$B_h$ $\text{m}^2$	$\sigma_{xu}$ MPa	$\tau_{u.red}$ MPa	$\beta_u$ (°)
1.14	0.53	0.31	0.35	0.39	1.23	2.70	1.23	<b>21.16</b>

Nous prenons  $\beta_u = 30^\circ$  (**recommandation**).

$$\bar{\tau}_u = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 500}{0.35 \times 0.39 \times 1.15} \cot(30) + \frac{3}{3} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u.red} = 1.23 \leq \bar{\tau}_u = 2.24 \quad \rightarrow \quad \text{(Vérifiée)}$$

✓ **Justification des bielles de béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{u.red} \leq \frac{f_{c28}}{6} \quad \rightarrow \quad \tau_{u.red} = 1.23 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \quad \rightarrow \quad \text{(Vérifiée)}$$

**VIII.1.9. CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTION PARTICULIERES :**

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés. Nous distinguons :

Les zones d'ancrage des armatures de précontrainte (zone d'about).

Les zones d'application des réactions d'appui (zone d'appui).

✓ **Etude de la zone d'about :**

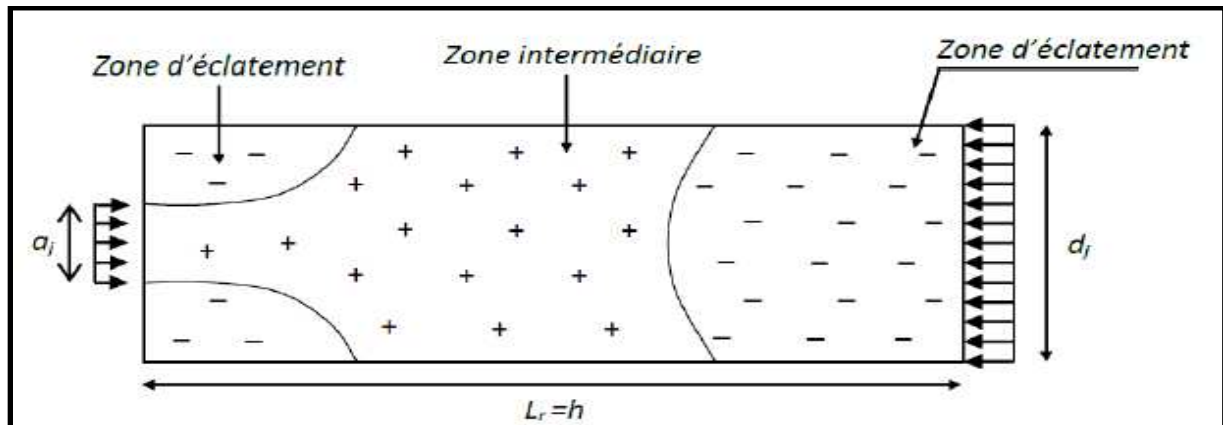
La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

Une zone de surface : tendue

Une zone intermédiaire : comprimée

Une zone d'éclatement : tendue



**Figure VIII. 12. Zone de concentration des contraintes**

**.Zone de surface :**

On doit disposer un ferrailage de surface  $A_s$  ; donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{\max. P_j 0}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$  et  $P_0 = 2.10 \text{ MPa}$ .

$A_s = 1.93 \text{ cm}^2$  (soit **cadre HA16**).

**.Zone d'éclatement :**

Tableau VIII. 19. Ferrailage complémentaire

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)						(B500) Aciers complémentaires (cadres)			
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Ferrailage Zone d'éclatement : 3 couches de (cadres HA14-Acier FeE235).

Ferrailage complémentaire (4 cadres HA16-Acier B500).

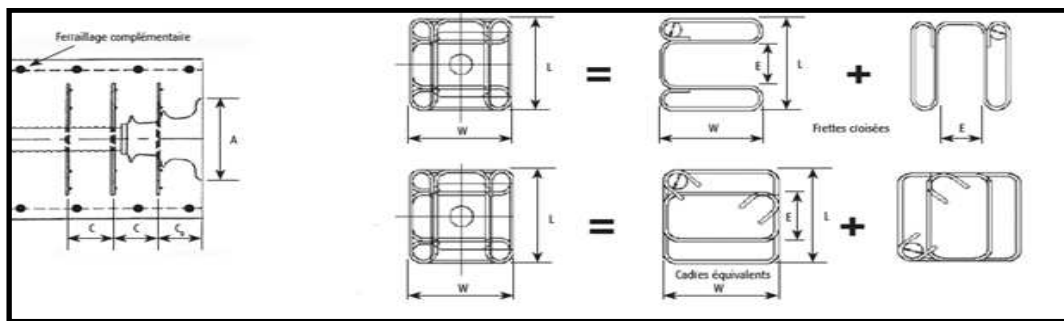


Figure VIII. 13. ferrailage Zone d'éclatement

VIII.1.10. SCHEMA DE FERRAILAGE DE LA POUTRE :

La poutre est équipée des armatures longitudinale et transversale déjà calculé précédemment et d'autre armatures de construction pour permettre la mise en œuvre des câbles.

D'autres armatures d'attentes sont aussi présentes pour permettre la mise en place de la poutre et assuré la jonction avec la dalle.

La figure suivante illustre un plan de ferrailage type pour une poutre :

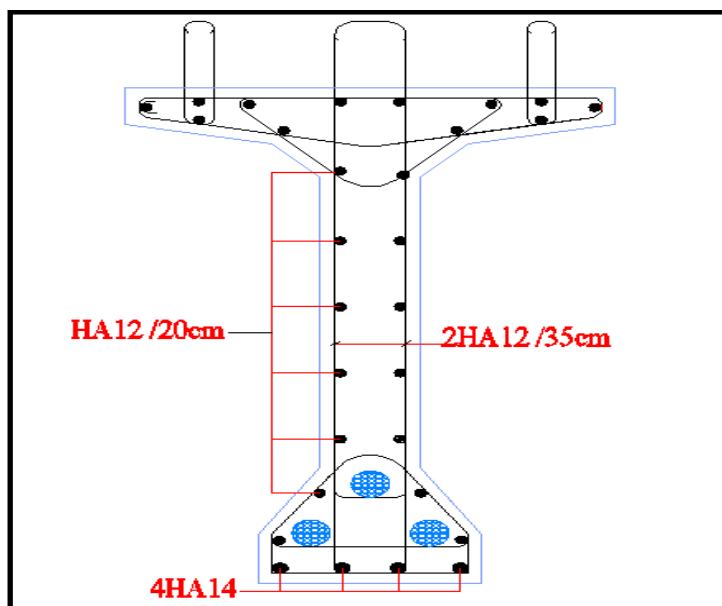


Figure VIII. 14. Ferrailage d'une poutre précontrainte (section médiane)

### VIII.2. ETUDE DE LA DEFORMATIONS :

#### VIII.2.1. INTRODUCTION :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...ect). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

#### VIII.2.2. CALCUL DES FLECHES ET CONTRE FLECHES :

Les flèches sont prises positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

A partir du logiciel ROBOT on obtient les résultats suivant :

##### VIII.2.2.1. CALCUL DE LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml » L.

$$f_G = 6.3\text{cm}$$

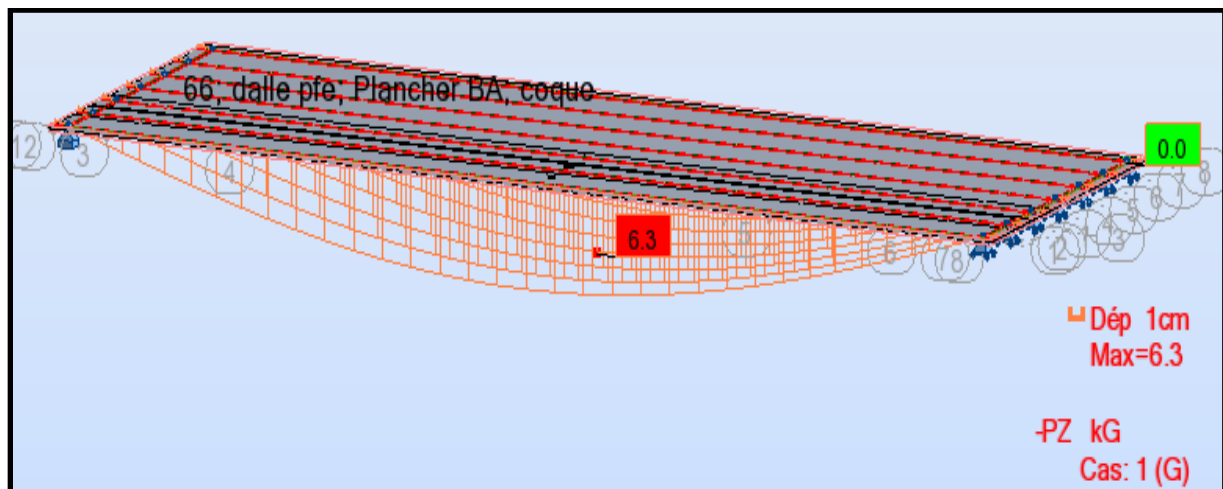


Figure VIII. 15. Flèche maximale sous l'effet du poids propre du tablier

##### VIII.2.2.2. CALCUL DE LA CONTRE FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre.

$$F_P = - 7.8 \text{ cm}$$

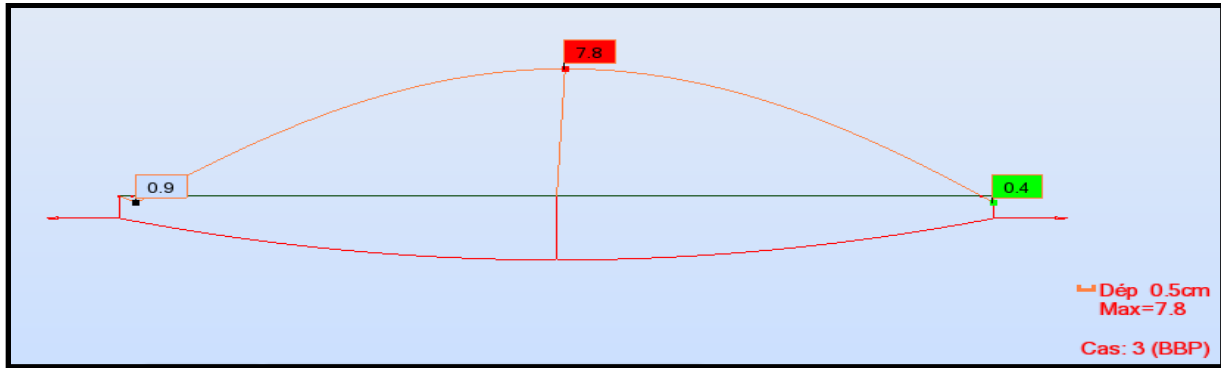


Figure VIII. 16. Flèche maximale sous l'effet du précontrainte

### VIII.2.2.3. FLECHE DE CONSTRUCTION :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier a ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} ( |f_p| - f_G ) = \frac{3}{4} ( 7.8 - 6.3 ) = 1.12 \text{ cm}$$

### VIII.2.2.4. FLECHE DUE A LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE D240 :

Le cas le plus défavorable est donné par le convoi D240 à  $x=L/2$ .

$$f_{D240} = 4.8 \text{ cm}$$

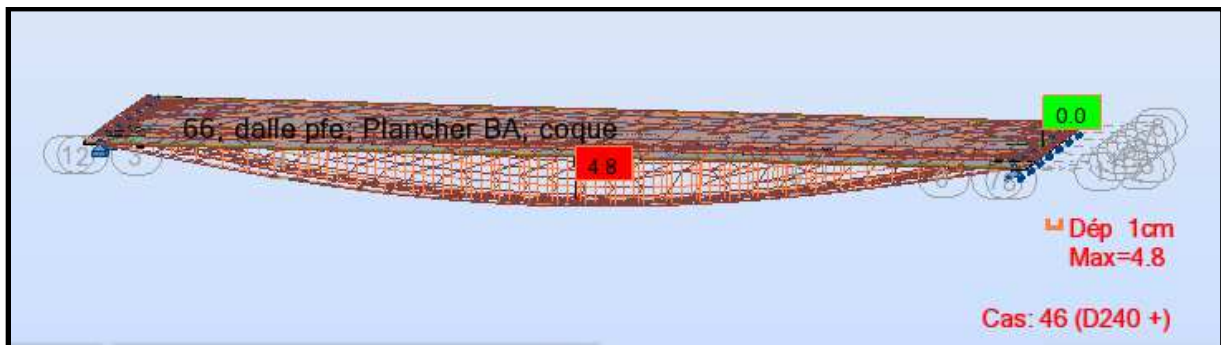


Figure VIII. 17. Flèche maximale sous l'effet du D240

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

Flèche à vide :  $F_{total} = F_G + F_P + F_c$

Flèche en charge :  $F_{total} = F_G + F_P + F_c + F_{D240}$

**Tableau VIII. 20. Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge**

	<b>F<sub>G</sub> (cm)</b>	<b>F<sub>P</sub> (cm)</b>	<b>F<sub>c</sub> (cm)</b>	<b>F<sub>D240</sub> (cm)</b>	<b>F<sub>total</sub> (cm)</b>	<b>Vérification</b>
A vide	6.3	-7.8	1.12	0	-0.38	<b>≤(L/500=6.86) vérifie</b>
En charge	6.3	-7.8	1.12	4.8	4.42	<b>≤(L/300=11.1) vérifie</b>

**VIII.2.3. CALCUL DES ROTATIONS :**

**VIII.2.3.1. ROTATION DUE AUX CHARGES PERMANENTES :**

$$\theta_G = \frac{q_G \times l^3}{24 \times E_v \times I_{eq}}$$

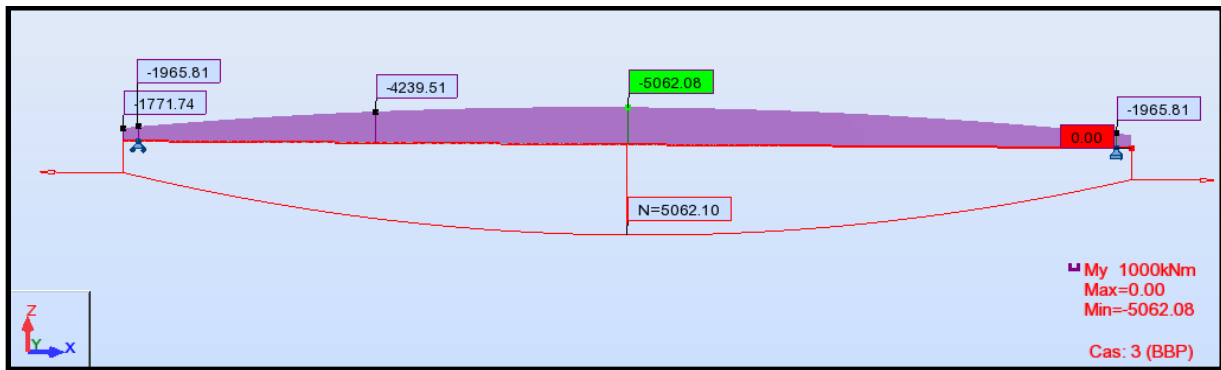
Avec  $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about} = 0.3494 \text{ m}^4 \\ E_v : \text{module d'élasticité différée du béton} = 12539.82 \text{ MPa} \\ q_G = G_{tot} / 7 = 31.18 \text{ KN/ml (poutre + l'hourdis)} \end{array} \right.$

D'où  **$\theta_G = 0.011 \text{rd}$**

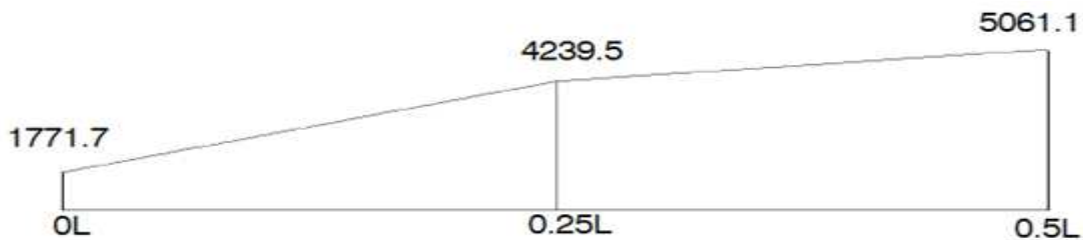
**VIII.2.3.2. ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTE :**

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times E \times I_{eq}} \times \int M_p dx$$

$\int M_p dx$  : Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.



**Figure VIII. 18. diagramme du moment précontrainte**



$\int M_p dx = 2.B$      $B$  : aire de diagramme du moment  $M_p = - 63.92$  (d'après Auto CAD)

$\int M_p dx = -127.84 \text{ MN.m}^2$

$\theta_p = -0.014 \text{ rd}$

**VIII.2.3.3. ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240 :**

$$\theta_{D240} = \frac{Q_{D240} \times l^3}{24 \times E \times I_{eq}}$$

$Q_{D240} = \frac{8M_{D240}}{l^2} = \frac{8 \times 2481.14}{33.4^2} = 17.79 \text{ KN/ml} \rightarrow \theta_{D240} = 0.006 \text{ rd}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII. 21. Récapitulatif des rotations totales à vide et en charge**

	$\theta_G$ (rd)	$\theta_p$ (rd)	$\theta_{D240}$ (rd)	$\theta_{total}$ (rd)
A vide	$11 \times 10^{-3}$	$-14 \times 10^{-3}$	0	$-3 \times 10^{-3}$
En charge	$11 \times 10^{-3}$	$-14 \times 10^{-3}$	$6 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-3}$

**VIII.2.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX :**

**VIII.2.4.1. DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUI :**

Il est donné par la relation :  $\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \times \frac{h_t}{2}$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{(à vide)} \quad \Delta h_{rot} = - 2.62 \times 10^{-3} \text{ m} \\ \text{(En charge)} \quad \Delta h_{rot} = 2.62 \times 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right.$

**VIII.2.4.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT :**

Il est donné par la relation :  $\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$      $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta h_{ret} = 5.01 \times 10^{-3} \text{ m}$

**VIII.2.4.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE :**

Il est donné par la relation :  $\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$

Avec  $\Delta \sigma_{flu} = 53.66 \text{ MPa}$  (appui)  $\rightarrow \Delta h_{flu} = 4.71 \times 10^{-3} \text{ m}$

**VIII.2.4.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE :**

Il est donné par la relation :  $\Delta h_t = \frac{\varepsilon_t \times L}{2}$

## CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DEFORMATIONS

$$\text{Courte durée } \varepsilon_t = 3 \times 10^{-4} \quad \rightarrow \quad \Delta h_t = 5.01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Longue durée } \varepsilon_t = 2 \times 10^{-4} \quad \rightarrow \quad \Delta h_t = 3.34 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \Delta h_{\max} = \frac{2}{3} \times (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu} + \Delta h_{rot}) + \Delta h_t^\circ$$

**Tableau VIII. 22. Récapitulatif des déplacements totaux à courte et longue durée**

	$\Delta h_{ret}$ (m)	$\Delta h_{flu}$ (m)	$\Delta h_{rot}$ (m)	$\Delta h_t^\circ$ (m)	$\Delta h_{\max}$ (m)
Courte durée	$5.01 \times 10^{-3}$	$4.71 \times 10^{-3}$	$- 2.62 \times 10^{-3}$	$5.01 \times 10^{-3}$	<b><math>9.77 \times 10^{-3}</math></b>
Longue durée	$5.01 \times 10^{-3}$	$4.71 \times 10^{-3}$	$2.62 \times 10^{-3}$	$3.34 \times 10^{-3}$	<b><math>11.61 \times 10^{-3}</math></b>

# **CHAPITRE IX**

*ETUDE DU HOURDIS*

### IX. ETUDE DU HOURDIS :

#### IX.1. INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle pleine réalisée en béton armé, dont le rôle principal est d'assurer la continuité de la surface du tablier. Cette dalle jouera le simple rôle d'intermédiaire entre la couche de roulement et les éléments porteurs longitudinaux en leur transmettant toute les charges. Ainsi, elle assure la distribution transversale des charges.

L'hourdi est un élément mince qui est sollicité dans les deux directions longitudinales et transversales. La réponse longitudinale des sollicitations dues au chargement et au poids propre de cette dalle étant assuré par les éléments porteurs longitudinaux (les poutres) reste la réponse transversale qui sera reprise par cette dalle. Donc, c'est un élément adoptant un comportement unidirectionnel.

Ainsi dans ce chapitre, on calculera le ferrailage nécessaire à la reprise des efforts transversaux et on adoptera une portion de celui-ci (le tiers) pour la direction longitudinale pour des raisons constructives.

#### IX.2. PRESENTATION DE LA DALLE :

La dalle présente une largeur de 12.05 m et une épaisseur de 25 cm, et s'appuie longitudinalement sur 7 poutres avec un entraxe de 1,768m.

#### IX.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

##### IX.3.1. PRINCIPE DU CALCUL :

Pour notre calcul nous nous sommes basés sur l'hypothèse que la dalle travaille principalement dans le sens transversal et donc nous nous sommes intéressés à 1m de longueur de cette dalle que nous avons modélisée à partir du logiciel ROBOT.

Cette théorie sera vérifiée après l'obtention des résultats par un calcul bidirectionnel où nous allons modéliser toute la dalle et afficher la cartographie des efforts (moments transversaux).

##### IX.3.1.1. THEORIE UNIDIRECTIONNELLE :

Les résultats affichés dans le tableau ci-dessus sont obtenus à partir du logiciel ROBOT combiné à l'état ultime de service (ELS):

Tableau IX.1. Combinaisons des moments à l'ELS

Combinaison ELS	Moment sur appui (KN.m/ml)	Moment à mi-travée (KN.m/ml)
G+ 1,2A <sub>1</sub> + St	-9.34	3.08
G+ 1,2B <sub>c</sub> + St	-26.28	26.39
G+ 1,2B <sub>t</sub> + St	<b>-33.90</b>	<b>37.36</b>
G + D240	-12.46	7.88
G + Mc120	-15.10	21.65
MAX	<b>-33.90</b>	<b>37.36</b>

## CHAPITRE IX : ETUDE DU HOURDIS

- La combinaison G+1.2Bt+St a donné le moment max à mi-travée  
 $M_{\max/\text{travée}} = 37,36 \text{ KN.m/ml}$  et moment max sur appui  $M_{\max/\text{appui}} = -33,90 \text{ KN.m/ml}$ .

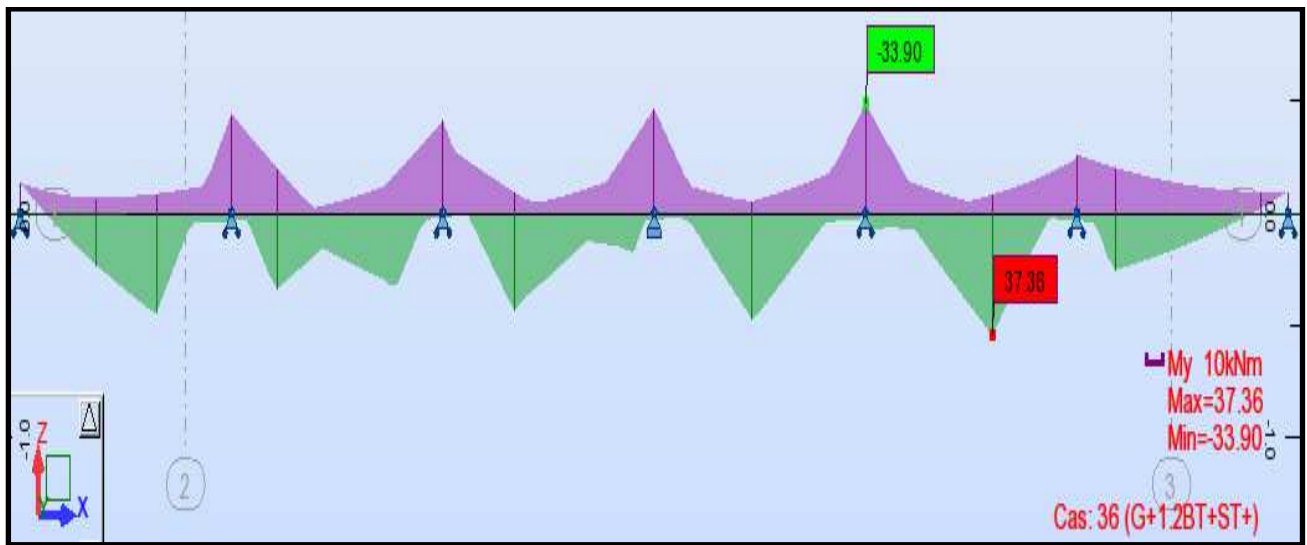


Figure IX.1. Allure du moment max par le logiciel ROBOT

### IX.3.1.2. THEORIE BIDIRECTIONNELLE :

Comparons maintenant les moments déjà obtenus grâce à l'hypothèse unidirectionnelle à ceux d'un calcul bidirectionnel.

- ❖ Pour le cas de charge G+1.2Bt+St (à mi-travée).

$$31.50 \text{ KN.m/ml} \leq M_{\max} \leq 42.00 \text{ KN.m/ml}$$

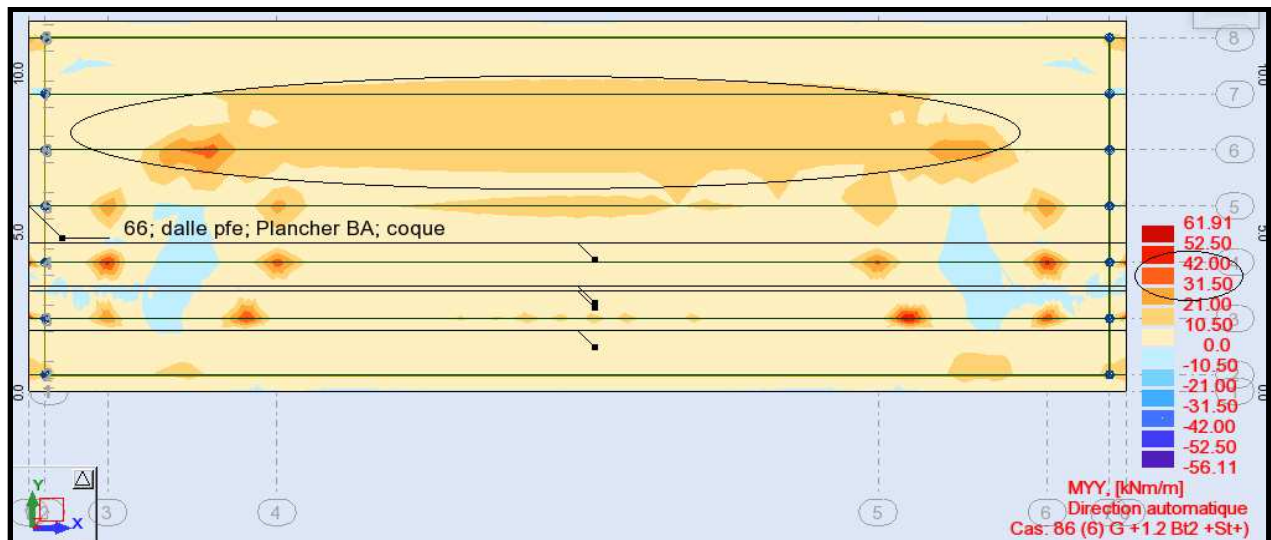


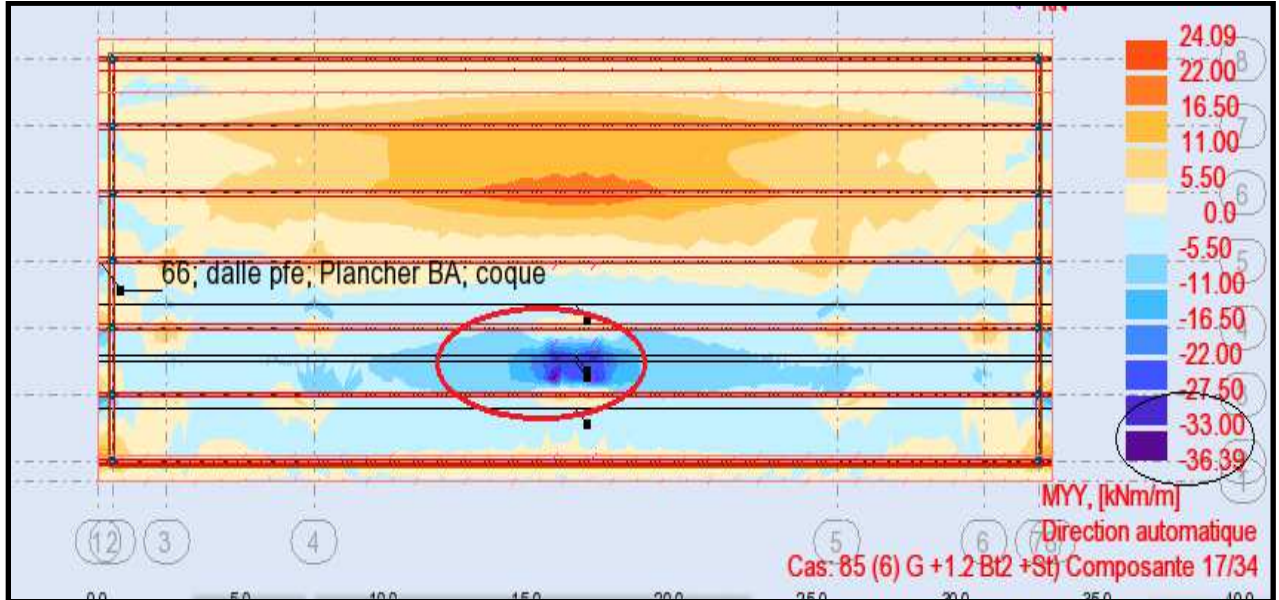
Figure IX.2. Allure de la répartition des moments a mi-travée

Sachant que le moment obtenu dans la méthode unidirectionnelle  $M_{\max} = 37,36 \text{ KN.m/ml}$ , nous remarquons qu'il appartient à la fourchette max des moments trouvés en méthode bidirectionnelle :

$$-42 \text{ KN.m/ml} \leq 37,36 \leq -31,50 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Pour le cas de charge G+1.2Bt+St (en appui).

$$-36.39 \text{ KN.m/ml} \leq M_{\max} \leq -33.00 \text{ KN.m/ml}$$



**Figure IX.3. Allure de la répartition des moments en appui**

Moment obtenu dans la méthode unidirectionnelle  $M_{\max} = -33.90 \text{ KN.m/ml}$

Nous remarquons que :  $-36.39 \text{ KN.m/ml} \leq -33.90 \leq -33.00 \text{ KN.m/ml}$

### IX.3.1.3. CONCLUSION DU CALCUL :

Les résultats des deux hypothèses convergent et donc on adoptera :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tr}} = 37.36 (\text{KN.m/ml}) \\ M_{\text{app}} = -33.90 (\text{KN.m/ml}) \end{array} \right\}$$

### IX.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

Pour le ferrailage transversal de cet élément supposé soumis à la flexion simple, nous procédons avec le logiciel ROBOT EXPERT.

- A mi-travée :  $A_{\text{STR}} = 7.8 \text{ cm}^2 \longleftrightarrow 6 \text{ HA } 14 (9.24 \text{ cm}^2)$ .
- Sur appuis :  $A_{\text{STR}} = 7.1 \text{ cm}^2 \longleftrightarrow 6 \text{ HA } 14 (9.24 \text{ cm}^2)$ .
- Espacements : 16.6cm

## CHAPITRE IX : ETUDE DU HOURDIS

Les notes de calculs sont présentées dans (l'annexe D)

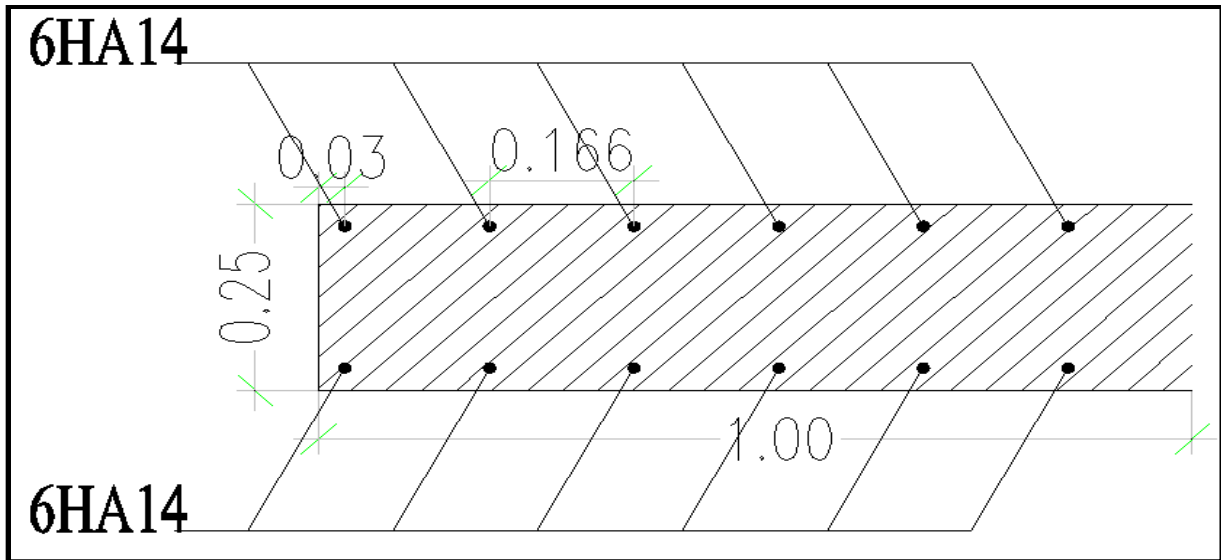


Figure IX. 4. Schéma de ferrailage transversal de la dalle

### IX .5. FERRAILLAGE LONGITUDINALE :

Après analyse des efforts longitudinaux déjà obtenus, nous remarquons que les éléments du tablier sont entièrement comprimés donc :

$$A_{S \text{ long}} = \frac{\text{MAX} (A_{\text{str appui}}, A_{\text{str travée}})}{3} = \frac{A_{\text{str travée}}}{3} = \frac{7.8}{3} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ long}} = 2.6 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow \quad 4 \text{ HA } 10 \text{ (} 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Espacements : 25 cm .

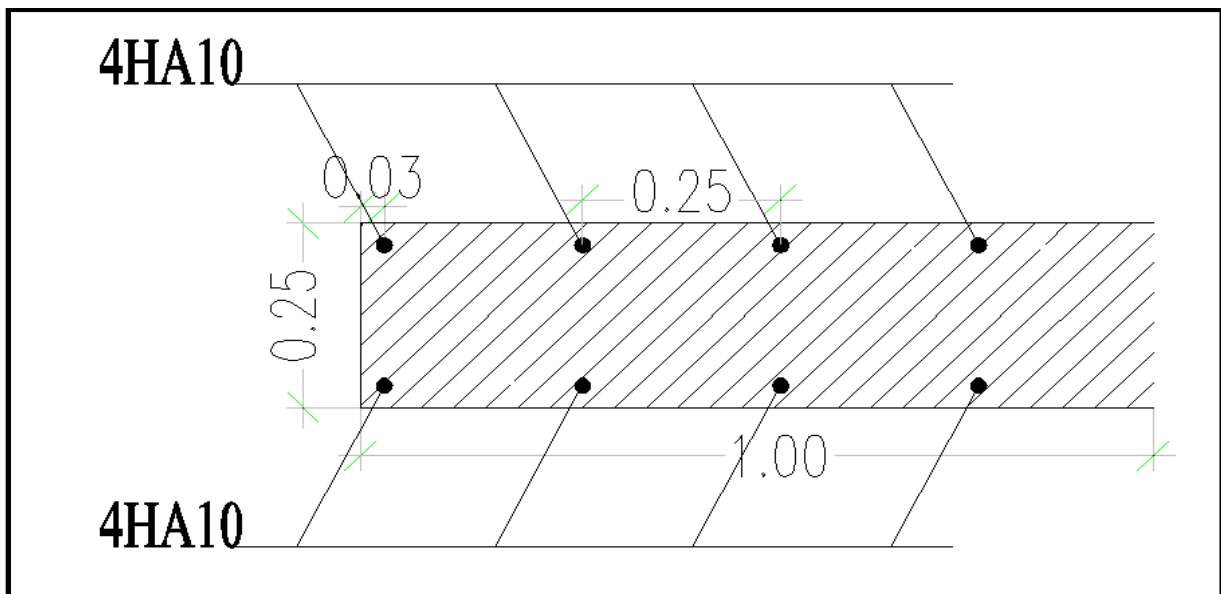


Figure IX. 5. Schéma de ferrailage longitudinale de la dalle

### IX. 6. SCHEMA DE FERRAILLAGE GLOBAL:

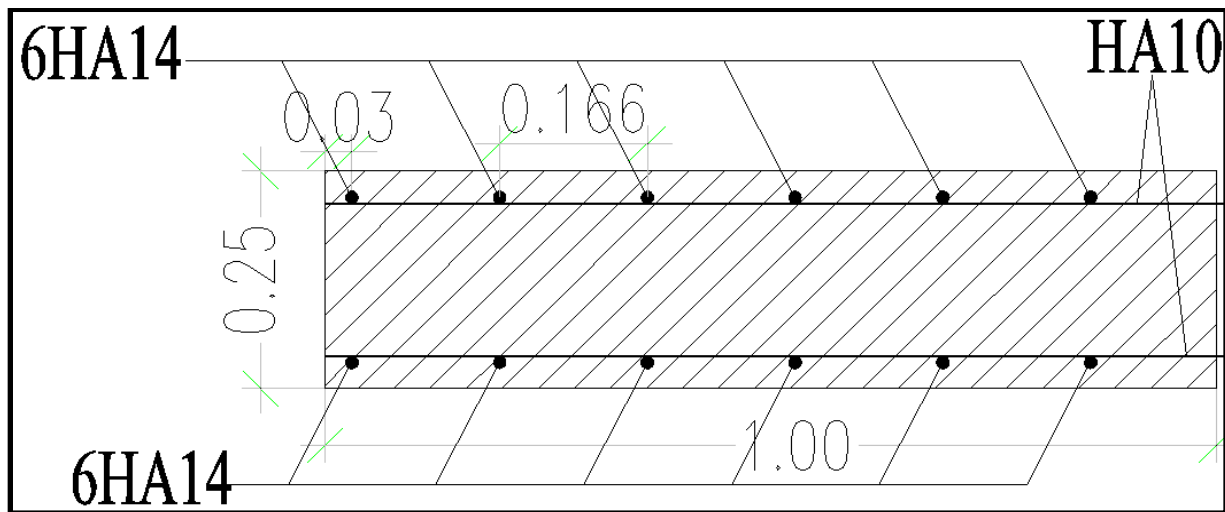


Figure VII. 6. Ferrailage global de la dalle

### IX.7. VERIFICATIONS :

#### IX. 7.1. VERIFICATION DES ESPACEMENTS :

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy)

Suivant xx :  $S_{\text{max}}(\text{tr}) = \min(2h ; 22\text{cm}) = 22 \text{ cm}$  ; condition vérifiée.

Suivant yy :  $S_{\text{max}}(\text{long}) = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$  ; condition vérifiée.

#### IX.7.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT :

La vérification de non poinçonnement se fait par la formule suivante [BAEL] :

$$Q_u \leq Q = (0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

$Q_u = 1.6 P$  Sachant que :

P : charge de la roue (Bc, Bt, Br).

$h = 0.25\text{m}$  ;  $h_0$  (Epaisseur du revêtement) = 0.08m.

$U_c = 2(U+V)$  tel que:  $U = u_0 + h + 2 \zeta h_0$  et  $V = v_0 + h + 2 \zeta h_0$  ; Avec: ( $\zeta = 0.75$ )

- Convoi Bc :

Roue de 60kN :  $u_0 = v_0 = 0,25\text{m} \rightarrow U = V = 0,62$

Roue de 30kN :  $u_0 = v_0 = 0,20\text{m} \rightarrow U = V = 0,57$

## CHAPITRE IX : ETUDE DU HOURDIS

---

- Convoi Bt :

Roue de 80KN :  $u_0 = 0,25\text{m}$  et  $v_0 = 0,6\text{m}$  →  $U = 0,62$  et  $V = 0,97$

- Convoi Br :

Roue de 100KN :  $u_0 = 0,6\text{m}$  et  $v_0 = 0,3\text{m}$  →  $U = 0,97$  et  $V = 0,67$

Tableau IX. 2. Vérification du non poinçonnement

Surcharge	P (KN)	Qu (MN)	Uc (cm)	Q (MN)	Vérification
<b>Bc</b>	60	0.096	2.48	0.744	Vérifiée
	30	0.048	2.28	0.684	Vérifiée
<b>Bt</b>	80	0.128	3.18	0.954	Vérifiée
<b>Br</b>	100	0.160	3.28	0.984	Vérifiée

# **CHAPITRE X**

*ETUDE SISMIQUE*

# CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

---

## X.1. INTRODUCTION :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

## X.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le RPOA suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

Classe de pont : Groupe 2 (Pont important).

Zone sismique : Wilaya de CHLEF zone III. (Sismicité très élevée).

Classification du site : S3 (site meuble), les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.

Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.30$

## X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

Principe et critères d'utilisation :

La grande majorité des ouvrages courants font l'objet d'une analyse dynamique grâce à cette méthode simplifiée. Dans cette méthode, les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

### ➤ CRITERE N°1 : MASSES MODALES :

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation.

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.  
 $M_{\text{modale}} > 70\% M_{\text{totale}}$  cette condition est vérifiée si :

$M_{\text{pile}} < 0,43 M_{\text{totale}}$

$M = G + \alpha \times Q$  Tel que :  $\alpha = 0$  Pont non urbain (RPOA 2008)

$M_{\text{totale}} = M_{\text{tablier}} * \text{Nombre de travée} = (M_{\text{poutres}} + M_{\text{dalle}} + M_{\text{équipements}}) * \text{Nombre de travée} = 36\,368,22 \text{ KN}$

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

On a :  $M_{pile} = M_{chevêtre} + (M_{fût} \times 3) = 11369,94 \text{ KN}$

$M_{piles} = 11369,94 < 0,43 M_{totale} = 15638,33 \text{ t} \rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

### ➤ CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS :

L'ouvrage étudié est par hypothèse droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

### ➤ CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE :

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas de vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

### ➤ CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE :

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

$$e_0 = |cdm - cea| < 5\% L$$

Avec : cdm : centre de masse

cea : centre élastique des appuis

- **CALCUL DU CENTRE DE MASSE :** Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu.

$$cdm = L_{total} / 2 = 166,3 / 2 = 83,15 \text{ m}$$

- **CALCUL DU CENTRE ELASTIQUE DES APPUIS :**

$$cea = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

- **DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DU SYSTEME :**

La raideur du système comprend la raideur des appuis ainsi que la raideur des appareils d'appui sur culées.

### ➤ Raideur de la culée (K<sub>C</sub>) :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui, elle se calcul comme suite :

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée 1}} + \frac{1}{K_{appariels d'appuis}}}$$

On a :

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

$$k_{\text{app d'appuis}} = n \frac{G \times a \times b}{e} ; K_{\text{culée 1}} = \infty \rightarrow \frac{1}{K_{\text{culée 1}}} = 0$$

Avec : - n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 8 appareils sur culée);

- G : module de cisaillement de l'appareil (G= 1.2 MPa en condition sismique);
- (a, b) : les dimensions en plan de l'appareil (0,35\*0,30 m<sup>2</sup>);
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil (e= 0,065 m).

On aura donc : K appareils d'appuis = 13.57MN/m. → K c = 13.57MN/m.

### ➤ Raideur de la pile (k pile) :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{\text{appariels d'appuis}}}}$$

K appareils d'appuis = 27.14 MN/m avec n= 14.

### ➤ Raideur des fûts (K fût) :

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante :

$$\text{Avec : } K_{\text{fut}} = n \times \frac{3 \times E \times I}{H^3}$$

n : Nombre de fût composant la pile (n = 2).

E : Module de déformation instantanée du béton (Eij = 34179.5 MPa).

I : Moment d'inertie longitudinal d'un seul fût (I =  $\pi d^4/64 = 0.79 \text{ m}^4$ ).

h : Hauteur d'un fût.

**Tableaux X.1. Récapitulatif des raideurs**

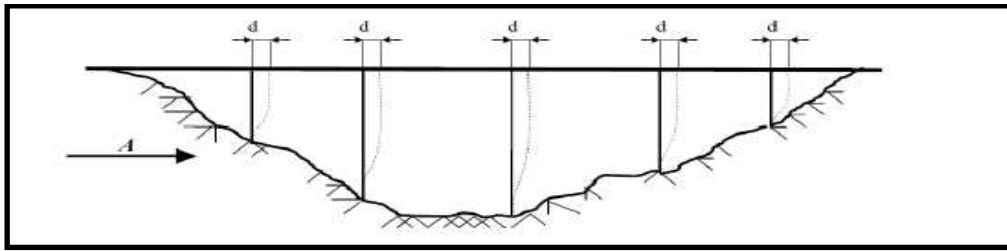
Piles	H <sub>moy</sub> (m)	D (m)	I (m <sup>4</sup> )	n <sub>fut</sub>	k <sub>fût</sub> (MN/m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>P</sub> (d'appui+pile) (MN/m)
<b>P1</b>	18,46	2	0,79	2	25,59	1,94	14	13,17
<b>P2</b>	19,77	2	0,79	2	20,83	1,94	14	11,79
<b>P3</b>	18,36	2	0,79	2	26,01	1,94	14	13,28
<b>P4</b>	15,83	2	0,79	2	40,58	1,94	14	16,26

Donc :

$$cea = \frac{(13.57 \times 0) + (13.17 \times 32.9) + (11.79 \times 66.3) + (13.28 \times 99.8) + (16.26 \times 133.4) + (13.57 \times 166.30)}{13.57 + 13.17 + 11.79 + 13.28 + 16.26 + 13.57} = 85,33.$$

$$e_0 = |cdm - cea| < 5\% L = |83,15 - 85,33| = 2,18 < 8,32m \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

## X.4. SEISME LONGITUDINALE :



**Figure X.1. Sens longitudinale**

### X.4.1. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :

$K_{sys} = K \text{ piles} + 2 K \text{ culé}$  ( $K_c$  et  $K_p$  sont calculées auparavant)

$K_{sys} = 81,64 \text{ MN/m}$

### X.4.2. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME :

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :  $K$  : Raideur longitudinale de système = 81,64 M N/m

$M$  : est la masse totale du tablier = 36 368,22 KN

$$T = 1,33 \text{ s}$$

### X.4.3. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES :

L'effort longitudinal global vaut :  $F = M \cdot S_a(T)$

$S_a(T)$  : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale  $T$  et  $S_a(T) = S_{ae}(T)$  pour le calcul élastique. **(RPOA 2008)**.

#### X.4.3.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :

Le spectre de réponse élastique ( $S_{ae}$ ) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5n - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5nAgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5nAgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5nAgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ( $T_1 = 0.20$  et  $T_2 = 0.50$ ).

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

S : Coefficient de site (S = 1,20).

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement. ( $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$ ).

( $\xi$ ) : Taux d'amortissement ( $\xi = 5$ ).

Donc : Sa est donnée par la 3eme branche

$$S_a = 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times (T_2/T)$$

On aura :

$$S_{ae}(T) = 3,33 \text{ m/s}^2$$

### X.4.3.2. EFFORT LONGITUDINALE GLOBAL :

$$F_{\text{longitudinale}} = M \times S_{ae}(T) \quad \Rightarrow \quad F_{\text{longitudinale}} = 12106,39 \text{ kN}$$

### X.4.3.3. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES APPUIS :

$$F_i = (K_i/K) \times F$$

➤ Effort longitudinal sur culée :

$$F_{\text{long culée1}} = (K_{\text{culée}}/K_{\text{sys}}) \times F_{\text{long TOT}} = 8094,18 \text{ kN}$$

➤ Effort longitudinal sur pile :

$$F_{\text{long pile1}} = (K_{\text{pile}}/K_{\text{sys}}) \times F_{\text{long TOT}} = 8081,80 \text{ kN}$$

### X.4.3.4. EVALUATION DES DEPLACEMENTS :

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = (T^2/4 \times \pi^2) \times S_a(T) = 0,148 \text{ m}$$

**Tableaux X.2. Récapitulatif des répartitions des efforts**

Piles	$K_{\text{appui}}$ (MN/m)	$K_{\text{sys}}$ (MN/m)	F (KN)	F appui (KN)
<b>C1</b>	13,57	81,64	12106,4	2012,2
<b>P1</b>	13,17	81,64	12106,4	1953,1
<b>P2</b>	11,79	81,64	12106,4	1747,7
<b>P3</b>	13,28	81,64	12106,4	1969,5
<b>P4</b>	16,26	81,64	12106,4	2411,6
<b>C2</b>	13,57	81,64	12106,4	2012,2

### X.5. SEISME TRANSVERSAL :

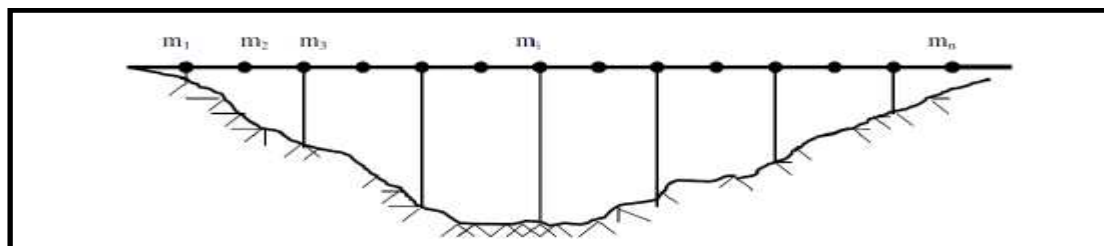


Figure X.2. Sens transversal

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible.

Le tablier peut être considéré rigide si :  $L/B \leq 5$

Etant donné que notre pont ne satisfait cette condition, car  $L/B = 100 / 10 > 5$  donc on aura un tablier flexible.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de calculer le déplacement des appuis sous une charge sismique comme la méthode de Rayleigh, la méthode des travaux virtuels ou le modèle de la pile indépendante. Ce sera cette dernière que nous traiterons dans notre cas. Nous avons

$$M_{pi} = M_{tablier} + 1/2 M_{pile}$$

**Tableaux X.3. Récapitulatif des résultats du calcul**

Appui	H <sub>moy</sub> m	I m <sup>4</sup>	k <sub>Fût</sub> MN/m	k <sub>Ap- d'appui</sub>	n <sub>A- Apps</sub>	K MN/m	M Kg	T s	sa m/s <sup>2</sup>	Fi KN
<b>P1</b>	18,46	69,9	1140,9	1,94	14	26,5	998 949,3	1,22	2,90	2 892,35
<b>P2</b>	19,77	69,9	928,8	1,94	14	26,4	1 009 232,8	1,23	2,87	2 899,52
<b>P3</b>	18,36	69,9	1159,6	1,94	14	26,5	998 164,3	1,22	2,90	2 891,76
<b>P4</b>	15,83	69,9	1809,3	1,94	14	26,7	978 303,8	1,20	2,94	2 874,67
<b>C1/C2</b>	/	/	0.00	1,94	7	13,6	362 813,1	1,03	3,44	1 247,13

Condition à vérifier :  $0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{T_1}{T_2} = 1.0077 \\ \frac{T_2}{T_3} = 1.0083 \\ \frac{T_3}{T_4} = 1.0143 \end{array} \right\} \text{La condition est vérifiée.}$$

### X.6. SEISME VERTICAL :

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante (**euro code 8 partie2**) :

$$R_i = a * b * \mu * L$$

Tel que :

a : accélération du sol = 6.3 (**Tableaux 4-6 euro code 8**) ;

b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés :

- $R(1 ; 4) \rightarrow b = 0,64$
- $R(2 ; 3) \rightarrow b = 0,90$
- $R_{culée} \rightarrow b = 0,24$

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

$\mu$  : masse linéique du tablier ( $\mu = 21725,3 \text{ kg/ml}$ )  
L : longueur travée 33.4

D'où :

- R pile (1 ; 4) =  $6,3 \times 0,64 \times 21725,3 \times 33,4 / 1000 = 2925,73 \text{ KN}$
- R pile (2 ; 3) =  $6,3 \times 0,90 \times 21725,3 \times 33,4 / 1000 = 4114,30 \text{ KN}$
- R culée =  $6,3 \times 0,24 \times 21725,3 \times 33,4 / 1000 = 1097,15 \text{ KN}$

Donc : **N=16274,36 KN**

### X.7. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

**Tableau X.4. Efforts sismiques pour la pile selon combinaisons du RPOA**

Appui	$E_x(\text{KN})$	$E_y(\text{KN})$	$E_z(\text{KN})$	$E_1(\text{KN})$	$E_2(\text{KN})$	$E_3(\text{KN})$
<b>C1</b>	2012,18	1 247,13	1097,15	2 715,46	2 179,92	2 074,94
<b>P1</b>	1953,14	2 892,35	2925,73	3 698,56	4 356,01	4 379,37
<b>P2</b>	1747,73	2 899,52	4114,3	3 851,87	4 658,13	5 508,48
<b>P3</b>	1969,52	2 891,76	4114,3	4 071,34	4 716,91	5 572,69
<b>P4</b>	2411,65	2 874,67	2925,73	4 151,77	4 475,88	4 511,62
<b>C2</b>	2012,18	1 247,13	1097,15	2 715,46	2 179,92	2 074,94

# CHAPITRE XI

*CALCUL EQUIPEMENTS*

# CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

## XI.1. INTRODUCTION :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental pour assurer :

- La sécurité des personnes et de la circulation.
- protéger et maintenir la pérennité de la structure
- permettre un fonctionnement correct de la structure
- rendre la circulation confortable avec la chaussée
- un bon niveau de service d'un ouvrage

## XI.2. LES APPAREILS D'APPUIS :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux et de reprendre les efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre.

Parmi plusieurs types existants on choisit généralement des appareils d'appui en élastomère fretté pour ce type d'ouvrage. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation.

### XI.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

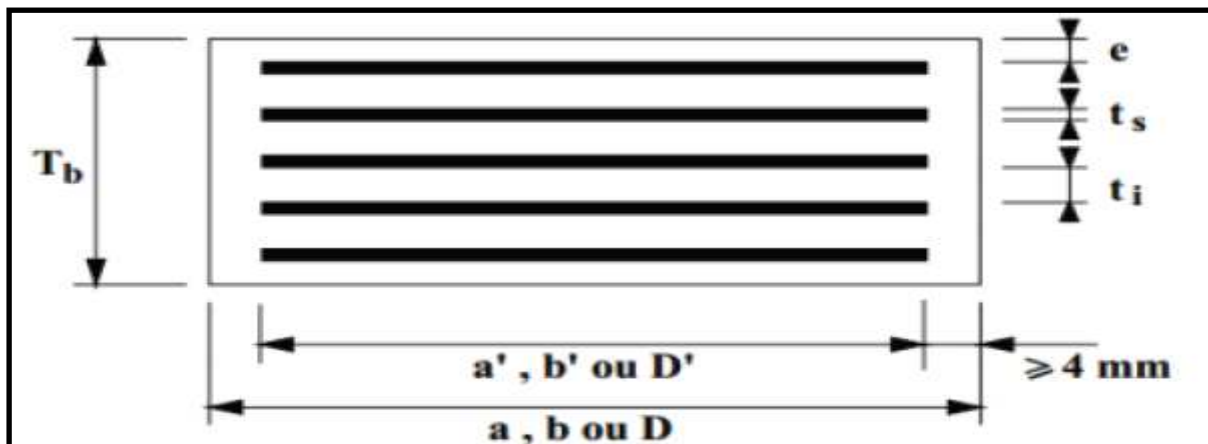


Figure XI. 1. définition géométrique d'un appareil d'appui

#### XI.2.1.1. DETERMINATION DE LA SECTION :

$$3\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 25\text{MPa}$$

- a : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.
- b : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal.
- $\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N max.
- $N_{\max}$  : Réaction d'appui.
- $\sigma = 3\text{MPa}$  : Condition de non cheminement.

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

- $\sigma = 25 \text{ MPa}$  : Condition de non écrasement
- $N_{\text{max}} (G + D240) = 1.22 \text{ MN}$

On aura :  $488.0 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 4066.7 \text{ cm}^2$

**Donc : ( a = 350mm ; b = 300 mm )**

### XI.2.1.2. HAUTEUR DE L'APPAREIL D'APPUI :

#### ❖ Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2 \text{ ( pour l'acier 24-1)}$$

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \rightarrow \sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} = 11.62 \text{ MPa} \\ t_s > 2 \text{ mm} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.97 \end{cases}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 0,9 MPa (statique).

On trouve :  $t_s = 1.93 \text{ mm}$  → On prend :  **$t_s = 3 \text{ mm}$**

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui s'écrit sous cette forme :

$$\tau_H = G \frac{U}{T} \leq 0.5 \times G \rightarrow T \geq \frac{U}{0.5}$$

$\tau$  : Contrainte tangentielle due à la déformation lente U (retrait, fluage et la température).

U =  $\Delta h_{\text{max}} = 13.70 \text{ mm}$  : Déformation lente (retrait, fluage, température)

T > 27.40 mm

on prend : **T = 65 mm** (6 Feuilles d'élastomère de 10mm + Enrobage extérieur de deux cotes 5mm)

#### ❖ Condition du non-flambement :

Pour satisfaire la condition de non flambement, la hauteur doit vérifier :

$$\frac{a}{10} \leq T \text{ (mm)} \leq \frac{a}{5} \quad \text{Avec : a est le plus grand côté}$$

$$35,0 \leq 65 \leq 70,00 \quad \text{Condition vérifiée}$$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

### XI.2.1.3. DEMESNSIONNEMENT EN PLAN DE L'APPEREIL D'APPUI :

Tableau IX. 1. dimensionnement de l'appareil d'appui

Feuillets d'élastomère t	Frettes métalliques de ts	Enrobage des chants	Enrobage extérieur
10mm × 6 = 60 mm	3mm × 7 = 21 mm	4 mm	2.5 mm × = 5mm
<b>T<sub>D</sub> = 86 mm</b>		<b>T = 65 mm</b>	

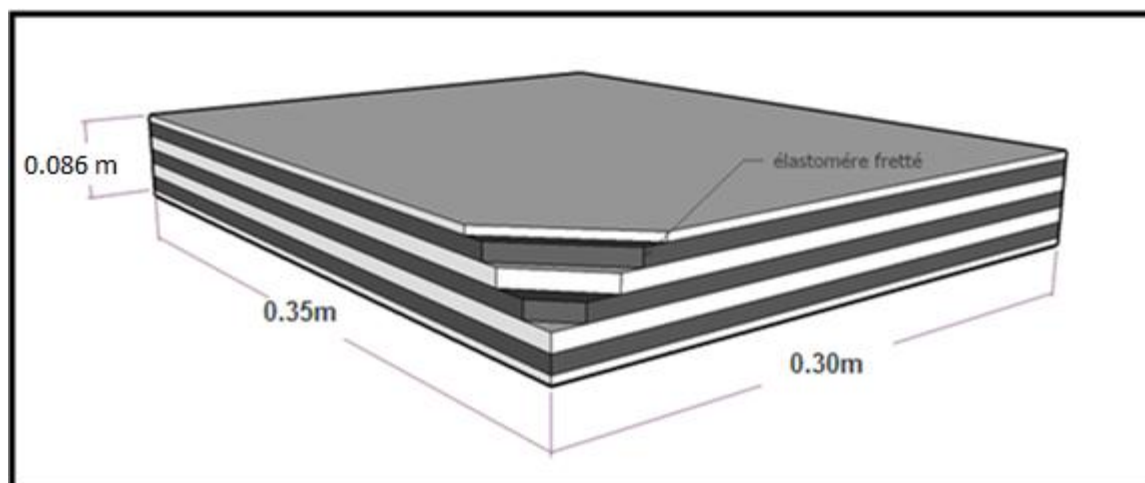


Figure XI. 2. Les démentions de l'appareil d'appui.

### XI.3. CALCUL DE DEPLACEMENT :

Les efforts horizontaux se répartissent dans les appuis en fonction des rigidités de ces derniers.

#### XI.3.1. CALCUL DES RIGIDITES D'APPUIS :

La rigidité d'un appui est donnée d'après SETRA par la formule suivante :

$$R_i = \frac{P}{\sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$

P : force unitaire (p=1).

U<sub>1</sub> : déplacement de l'appareil d'appui dû à la distorsion.

U<sub>2</sub> : déplacement dû à la flexion de fut.

U<sub>3</sub> : déplacement dû à la rotation de la fondation.

- déplacement de l'appareil d'appui dû à la distorsion :

n : nombre d'appuis

ab : dimension en plan de l'appareil d'appui 0.35\* 0.30 m

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

p : charge unitaire 1

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

T : hauteur de l'élastomère ; T = 48 mm

$$G_{\text{statique}} = 0,9 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{dynamique}} = 1,2 \text{ MPa}$$

- **déplacement dû à la flexion de fut :**

m : nombre de fut = 2

h : la hauteur du fut

$$U_2 = \frac{h^3}{3 \times m \times E \times I}$$

I : moment d'inertie = 0.79 m<sup>4</sup>

$$E_{\text{dynamique}} = 34180 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{statique}} = 11393 \text{ MPa}$$

- **déplacement du à la rotation de la fondation :**

K: nombre de pieux par file = 4

S: surface d' un pieux = 1.131m<sup>2</sup>

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

d : entre-axe entre deux files de pieux = 3.6m

h : la hauteur de mur frontal = 4.14 m

L: longueur pieux semelle = 22.4m

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau XI. 2. Récapitulatif des déplacements et des rigidités**

		Cg	Cd	P1	P2	P3	P4	TOTAL
<b>EFFORTS STATIQUES</b>	U1 (m)	0,098	0,098	0,049	0,049	0,049	0,049	
	U2 (m)	0,000	0,000	0,116	0,143	0,115	0,073	
	U3 (m)	0,001	0,001	0,023	0,026	0,023	0,017	
	$\sum U_i$	0,099	0,099	0,188	0,218	0,186	0,139	
	R <sub>i</sub> (m-1)	10,059	10,059	5,306	4,578	5,366	7,174	
<b>EFFORTS DYNAMIQUES</b>	U1 (m)	0,074	0,074	0,037	0,037	0,037	0,037	
	U2 (m)	0,000	0,000	0,039	0,048	0,038	0,024	
	U3 (m)	0,000	0,000	0,008	0,009	0,008	0,006	
	$\sum U_i$	0,074	0,074	0,083	0,093	0,083	0,067	
	R <sub>i</sub> (m-1)	13,499	13,499	12,006	10,720	12,109	14,940	

### XI.3.2. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX SUR LES APPUIS :

#### XI.3.2.1. ACTIONS DYNAMIQUES :

Les charges de chaussées, des systèmes A (l) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

L'effort dynamique de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{dyn} = H_i \frac{R_{i,dyn}}{\sum R_{i,dyn}} \quad \text{Avec : } H_i : \text{effort horizontal développé sur le tablier}$$

- **Surcharge A (l) :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A (l) est :

$$F_{Al} = \frac{S}{20+(0.0035 \times S)} A(l) = 115.75 \text{ KN}$$

$$H_{Al} = \frac{F}{2 \times n} = \frac{115.75}{2 \times 7} = 8.27 \text{ KN} \quad \text{Avec } n : \text{nombre de poutres}$$

- **Système Bc :**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner  $F = 300 \text{ KN}$ . Tel que :

$$H_{Bc} = \frac{F}{2 \times n} = \frac{300}{2 \times 7} = 21.43 \text{ KN}$$

#### **Effort dû au séisme :**

On a (**Selon RPOA 2008**) :

$K_H = A = 0,30$  : Accélération sismique horizontale.

$K_V = 0.3K_H = 0.09$  : Accélération sismique verticale.

$G$  : Poids propres du tablier = 7289.7 KN

✓ Effort horizontal dû au séisme est égale à :

$$H_s = K_H \times G \quad H_s = 7289.7 \times 0.3 = 2186.91 \text{ KN.m/s}^2$$

✓ Effort vertical dû au séisme est égale à :

$$V_s = K_V \times G \quad V_s = 7289.7 \times 0.09 = 656.07 \text{ KN.m/s}$$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

**Tableau XI. 3. Récapitulatif des efforts dynamiques**

	Cg	Cd	P1	P2	P3	P4
<b>Ri (MN)</b>	13,499	13,499	12,006	10,720	12,109	14,940
<b>Ri / ∑Ri</b>	0,176	0,176	0,156	0,140	0,158	0,195
<b>H<sub>Al</sub> (MN)</b>	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002
<b>H<sub>Bc</sub> (MN)</b>	0,004	0,004	0,003	0,003	0,003	0,004
<b>H<sub>s</sub> (MN)</b>	0,384	0,384	0,342	0,305	0,345	0,425
<b>V<sub>s</sub> (MN)</b>	0,115	0,115	0,103	0,092	0,103	0,128

### XI.3.2.2. ACTIONS STATIQUES (EFFORT DU A LA DEFORMATION) :

L'effort qui est repris par chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_s = \varepsilon_i \times X_i \times R_i$$

- **Effort dû à la température :**

$$H_t = \varepsilon_t \times X_i \times R_i \quad \text{Avec : } \varepsilon_t = 2.10^{-4} \text{ : long durée}$$

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

- **Effort dû au fluage :**

$$H_{flu} = \varepsilon_{flu} \times X_i \times R_i \quad \text{Avec : } \varepsilon_{flu} = (2 \times \Delta h_{flu}) / L = (2 \times 4,71 \times 10^{-3}) / 33,40 = 2,82.10^{-4}$$

- **Effort horizontal dû au retrait :**

$$H_r = \varepsilon_r \times X_i \times R_i \quad \text{Avec : } \varepsilon_r = (2 \times \Delta h_r) / L = (2 \times 5,01 \times 10^{-3}) / 33,40 = 3.10^{-4}$$

**Tableau XI. 4. Récapitulatif des efforts statiques**

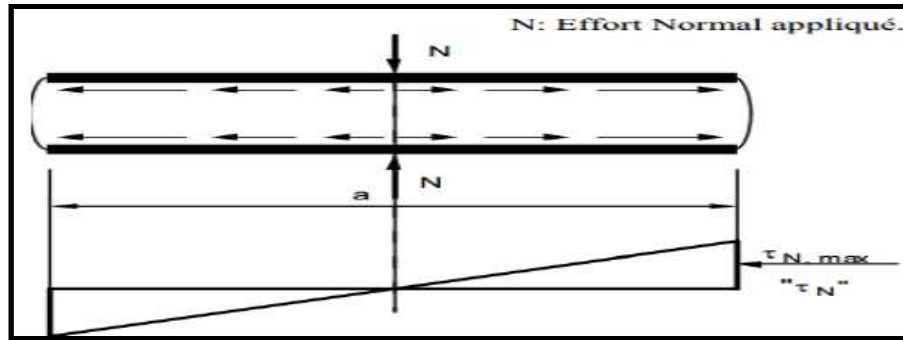
		Cg	Cd	P1	P2	P3	P4
<b>Xi (m)</b>		-84	84	-50,6	-18,2	18,2	50,6
<b>Ri</b>		10,059	10,059	5,306	4,578	5,366	7,174
<b>H<sub>t</sub> (MN)</b>	-0,25	0,25	-0,08	-0,02	0,03	0,11	0,12
	-0,17	0,17	-0,05	-0,02	0,02	0,07	0,08
<b>H<sub>flu</sub> (MN)</b>		-0,24	0,24	-0,08	-0,02	0,03	0,10
<b>H<sub>ret</sub> (MN)</b>		-0,25	0,25	-0,08	-0,02	0,03	0,11

### XI.3.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

#### XI.3.3.1. LIMITATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

##### XI.3.3.1.1. SOLLICITATION SOUS CHARGE VERTICALE :

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement  $\tau_N$  apparaissent au niveau du plan de frottement suivant la répartition donnée sur la figure suivante :



**Figure XI. 3. Répartition des contraintes de cisaillement sous l'effet de la compression**

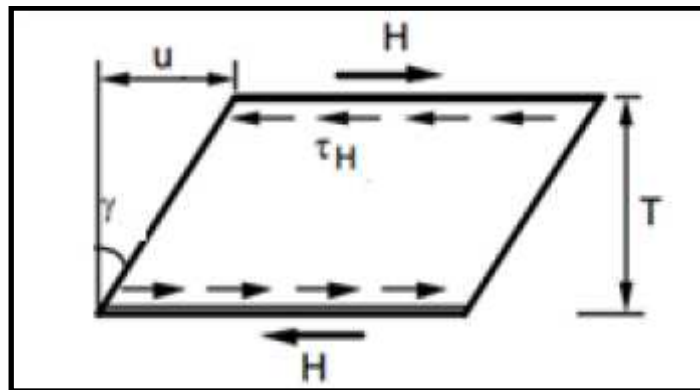
Les contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet et plus précisément au milieu des grands côtés. La valeur maximale de cette contrainte  $\tau_N$ , est au milieu de  $b$ , elle est donnée par la formule :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3 \times G$$

Avec :  $\sigma_m = 11.62 \text{ MPa}$  et  $\beta = 8.97$  et  $G = 0.8 \text{ MPa}$

$$\tau_N = 1.943 \leq 2.4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

### XI.3.3.1.2. SOLLICITATION DUE A UN DEPLACEMENT HORIZONTAL :



**Figure XI. 4. Contrainte de cisaillement due aux déplacements horizontaux**

- Sous un déplacement lent :  $\tau_{H1} = \frac{G \times U}{T}$
- Sous un effort dynamique (freinage) :  $\tau_{H2} = \frac{\text{MAX}(H)}{n \times a \times b}$

Déformation lente + déformation rapide (Limitation des contraintes tangentielles dues aux efforts transversaux) :

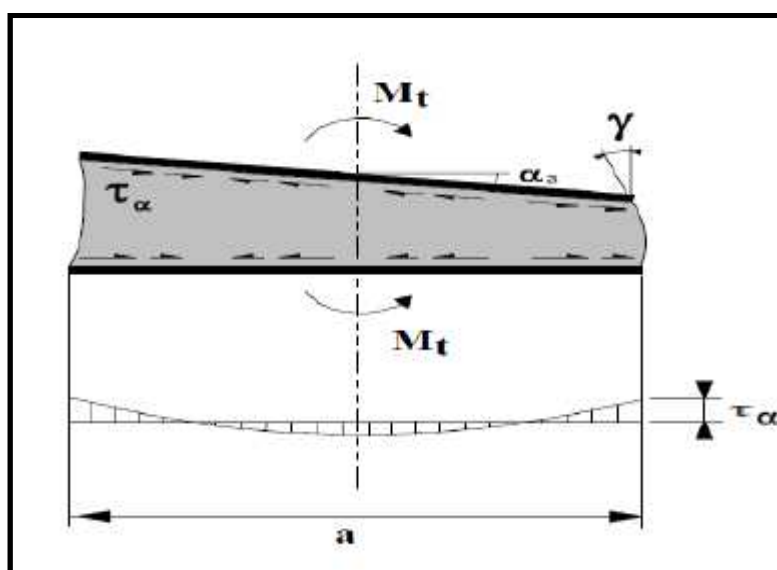
On doit vérifier l'inégalité :  $\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} \leq 0.7G$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

**Tableau XI. 5. Tableau Récapitulatif des contraintes de cisaillement**

	C. gauche	C. droite	P1	P2	P3	P4
$\tau_{H1}$	0,120	0,120	0,060	0,060	0,060	0,060
H2	0,384	0,384	0,342	0,305	0,345	0,425
$\tau_{H2}$	0,522	0,522	0,233	0,207	0,235	0,289
$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2}$	0,381	0,381	0,176	0,164	0,177	0,205
0.7G	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560
Conclusion	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### XI.3.3.1.3. SOLLICITATION DUE A UNE ROTATION



**Figure XI. 5. Contrainte de cisaillement due à la rotation**

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$\alpha_0 = 0.01$  rad d'après le guide SETRA.

$\alpha_T = -0.002$  rad : Rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$n = 6$  nombre de feuillettes de l'élastomère.

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2 \times (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \times t^2 \times n} = \frac{0.8 \times 350^2 (-0.002 + 0.01)}{2 \times 10^2 \times 6} = 0.653 \text{ MPa}$$

### XI.3.3.1.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TOTALE :

La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5 G$$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

**Tableau XI. 6. Tableau Récapitulatif des contraintes de cisaillement total**

	<b>C. gauche</b>	<b>C. droite</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>
<b><math>\tau_N</math></b>	1,943	1,943	1,943	1,943	1,943	1,943
<b><math>\tau_H</math></b>	0,381	0,381	0,176	0,164	0,177	0,205
<b><math>\tau_a</math></b>	0,653	0,653	0,653	0,653	0,653	0,653
<b><math>\tau</math></b>	2,977	2,977	2,772	2,76	2,773	2,801
<b>5 G</b>	4	4	4	4	4	4
<b>Conclusion</b>	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### XI .3.3.2 VERIFICATIONS DES CONDIOTIONS DE SECURITE :

Conformément au RPOA, Ces types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- Résistance à la compression.
- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.

#### XI .3.3.2.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION :

On doit vérifier que :  $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

On a :  $\sigma_m = 11.62 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

#### XI .3.3.2.2 SECURITE AU FLAMBEMENT :

On doit vérifier :  $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

$\gamma_s = 3$  : coefficient partiel de sécurité.

$P_u$  = valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

$P_c$  : la charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :  $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$ .

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

$d$  : somme d'une apaise de fret et d'une épaisseur d'élastomère.

$h$  : hauteur totale de l'appareil d'appui.

$G$  : module de cisaillement ( $G = 0.9 \text{ MPA}$ ).

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

$$s = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

Application numérique :

$$S=8.08 \rightarrow d=0.013\text{m} \rightarrow h=0.086\text{ m} \rightarrow B=0.11\text{m}^2 \rightarrow P_c=3.73\text{ MN} \rightarrow P_u=1.22\text{MN}$$

$$3,66\text{ MN} \leq 3.73\text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### XI .3.3.2.3 LIMITATION DE LA DISTORSION :

On doit vérifier  $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

$$\text{Pour : } P = P_u / P_c \leq 0.25 \rightarrow \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P).$$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c} \text{ borné par } (0.7 \leq \delta_0 \leq \infty).$$

$c$  : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire.

$h_c$  : épaisseur totale d'élastomère.

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

Donc :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.22}{3.73} = 0,327\text{ MN} > 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 \times (1 - 2 \times 0.327) = 0.48$$

$$\delta = \frac{d_{\text{long}} + 0.4 \times \Delta L_T + \Delta L_{r+f} + 0.2 \times \text{Max}(\Delta L_{Fbc}; \Delta L_{Fal})}{T} = \frac{0.149 + 0.4 \times 0.0048 + 0.0089 + 0.2 \times 0.0147}{0.065} = 0.25$$

$$\delta = 0.25 < \delta_c = 0.48 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### XI .3.3.2.4 NON GLISSEMENT ET NON CHEMINEMENT :

On vérifie l'inégalité suivante :  $H \leq f \times N_{\text{min}}$

$$f: \text{coefficient e frottement} = 0.1 + \left( \frac{0.6}{\sigma_{m \text{ min}}} \right).$$

$$H_{\text{pile}} = H_{s \text{ max pile}} + 0.4 \times F_{\text{tem}} + F_{\text{fl+re}} + 0.2 \times F_{\text{frmax}}.$$

$$H_{\text{culée}} = H_{s \text{ max culée}} + 0.4 \times F_{\text{tem}} + F_{\text{fl+re}} + 0.2 \times F_{\text{frmax}}$$

$$N_{\text{min,pile}} = G + R_{s \text{ max pile}} + 0.2 \times R_{\text{sur max pile}}$$

$$N_{\text{min,culée}} = G + R_{s \text{ max culée}} + 0.2 \times R_{\text{sur max culée}}$$

$$R_{s \text{ max pile}} = (0.001 \times \text{MAX}(E_{3,\text{pile}})) / n_{\text{pile}} \text{ et } R_{s \text{ max culée}} = (0.001 \times \text{MAX}(E_{3,\text{culée}})) / n_{\text{culée}}$$

$$R_{\text{sur max pile}} = \text{MAX}(\text{combinaisons des } R_{\text{pile}}) \text{ et } R_{\text{sur max culée}} = \text{MAX}(\text{combinaisons des } R_{\text{culée}})$$

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

- **pile :**

$$N_{\min}=0.95 \text{ MN} \quad \rightarrow \quad \sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = 9.05 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{9.05}\right) = 0.17$$

$$0,317 \text{ MN} < 0,16 \text{ MN} \quad \rightarrow \quad \textit{Condition non vérifiée}$$

- **culée :**

$$N_{\min}=0.87 \text{ MN} \quad \rightarrow \quad \sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = 8.27 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{9.05}\right) = 0.17$$

$$0,41 \text{ MN} < 0,15 \text{ MN} \quad \rightarrow \quad \textit{Condition non vérifiée}$$

✓ **Solution :**

Alors pour stabiliser l'appareil d'appui, on doit l'équiper de butées. Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée. En aucun cas, la butée ne doit se faire sur le feuillet en élastomère.(voir schéma)

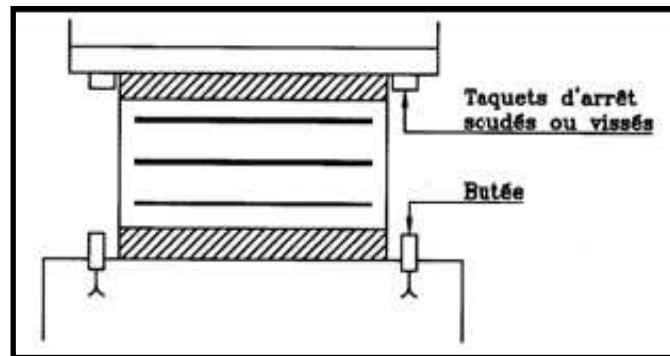


Figure XI. 6. La stabilité de l'appareil d'appui

### XI.4. DES D'APPUIS :

Le dé d'appui matérialise l'emplacement des appareils d'appuis et permet de réaliser facilement une surface plane et bien rigide. Il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier sans provoquer des fissures sur les appuis.

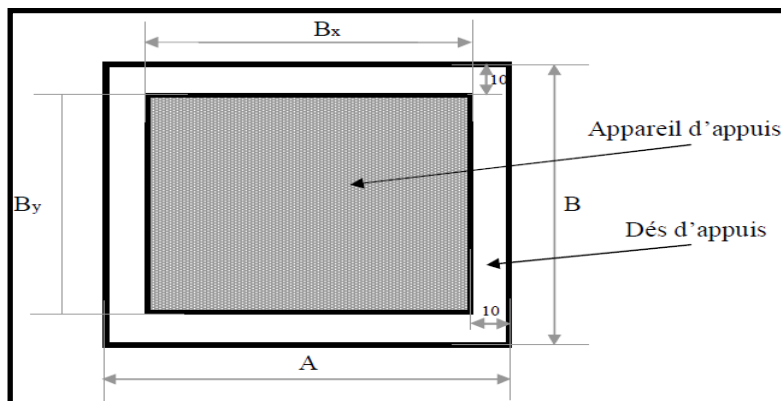


Figure XI. 7. Dimensions de dés d'appuis.

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

### XI.4.1. DEMENSIONNEMENT DES D'APPUIS:

Les dimensions seront choisies de façon à ce qu'ils soient un peu plus grands que les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b} \quad ; \quad a_1 \geq a + \frac{h}{2} \quad ; \quad b_1 \geq b + \frac{h}{2}$$

On prend  $h = 18 \text{ cm}$  ;  $a_1 = 45 \text{ cm}$  ;  $b_1 = 45 \text{ cm}$ .

### XI.4.2. FERRAILLAGE Dés D'APPUIS :

Suivant le guide SETRA (P.P.73)

#### ❖ Armatures de chainage :

Les armatures de chainage peuvent être déterminées par des règles de la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général. La section de frettage doit reprendre un effort égal à  $(0.25 R_{\max})$

<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$R_{\max} = 1,35(R_G + RD_{240}) = 1.219 \text{ MN}$	$R_{\max} = (R_G + RD_{240}) = 0.903 \text{ MN}$
$\sigma_{SU} = f_e / 1.15$	$\bar{\sigma}_s = \{0.5f_e, \sqrt{nftj}\} , n = 1.6$
$\sigma_{SU} = 434,783 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = \{250, 216\} = 250 \text{ MPa}$
$A_{SC} = \frac{0.25 \times N}{\sigma_{SU}} = 7.01 \text{ cm}^2$	$A_{SC} = \frac{0.25 \times N}{\bar{\sigma}_s} = 9.03 \text{ cm}^2$

Donc :  $A_{SC} = \text{Max}(7.01 ; 9.03) = 9.03 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA14}$  ( $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ )

#### ❖ Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.125 \times N}{\sigma_{SU}} = \frac{0.125 \times 1.219}{434.78} = 3.51 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.125 \times N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 1.219}{250} = 6.09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc :  $A_h = 6.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA12}$  ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ )

#### ❖ Frette supérieure :

Il s'agit d'armatures croisées placées à la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.04 \times N}{\sigma_{SU}} = \frac{0.04 \times 1.219}{434.78} = 1.21 \text{cm}^2 \\ \frac{0.04 \times N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 1.219}{250} = 1.95 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

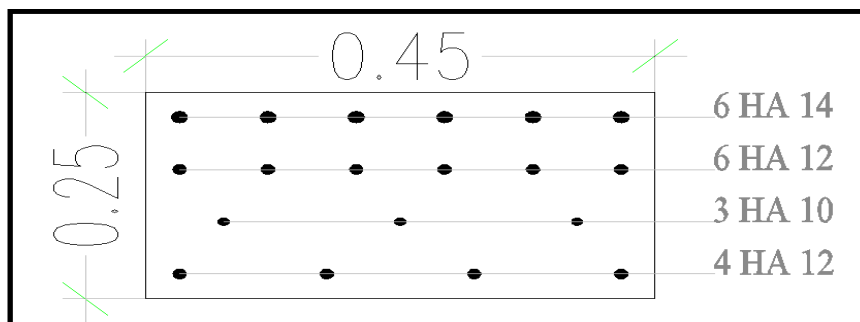
Donc :  $A_s = 1.95 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10$  ( $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ )

### ❖ Frette inferieure :

Une frette inférieure est disposée à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui, la section d'armature se calcul avec.

$$A_i = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.1 \times N}{\sigma_{SU}} = \frac{0.1 \times 1.219}{434.78} = 2.80 \text{cm}^2 \\ \frac{0.1 \times N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 1.219}{250} = 4.88 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc :  $A_i = 4.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}12$  ( $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ )



**Figure XI. 8. Ferrailage du dé d'appui**

### XI.5. PLOT PARASISMIQUE :

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

La conception des plots parasismique doit satisfaire les exigences ci-dessous :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversaux.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieure.

Pour cela, nous avons choisie deux plots parasismiques sur chaque appui dont les caractéristiques sont les suivantes :

Une section de  $50 \times 45 \text{ cm}$ .

Une hauteur de  $60 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE XI. CALCUL EQUIPEMENTS

### XI.5. 1. EVALUATION DES CHARGES :

La charge appliquée sur le plot sismique est la composante horizontale transversale du séisme  $H_s$

$$M = H_s \times e = 312.7 \times 0.43$$

$e$  : Distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inférieure du plot ( $e=0.413$  m).

$$M = 134.46 \text{ KN.m}$$

### XI.5. 2. FERRAILLAGE DES PLOTS :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel ROBOT Expert, la section d'acier calculé est de  $6.80 \text{ cm}^2$  ; Soit : **5HA14** ( $7.70 \text{ cm}^2$ ).

### XI.6. JOINT DE CHAUSSEE :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température, retrait, fluage et les charges d'exploitation. Pour limiter les effets parasites dus à ces déformations, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situées à ses extrémités. Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

#### XI.6.1. CALCUL JOINT DE CHAUSSEE :

Le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante :

$$W = W_D + 0.3 W_T + \frac{1}{3} W_S$$

$W$  : Souffle total du joint.

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) ( $W_D = 0.0089$  m).

$W_T$  : Souffle thermique ( $W_T = 0.0048$  m).

$W_S$  : Souffle sismique. ( $W_S = 0.139$  m).

$$W = 0.060 \text{ m}$$

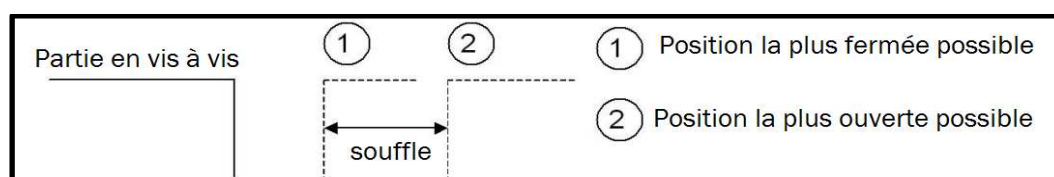


Figure XI. 9. souffle

### IX.6.2. TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC. Pour un souffle de 6.00 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210mm.

Tableau IX. 7. Caractéristiques du joint choisi

Type	Droite (100gr)	80gr	60gr	40gr	30gr
Wd80	80	84	92	85	86



Figure XI. 10. Joint du type Wd80

### XI.7. ASSAINISSEMENT :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur les côtés de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale dite devers. Cette pente ne doit pas être inférieure à 2%. Pour notre projet, on aura une pente transversale de 2.5 %.

Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ( $\varphi > 10$  cm) avec un espacement compris entre 5 et 20 m et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante. Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, Implantées au niveau des appuis, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux.

### XI.8. LES CORNICHES :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous.

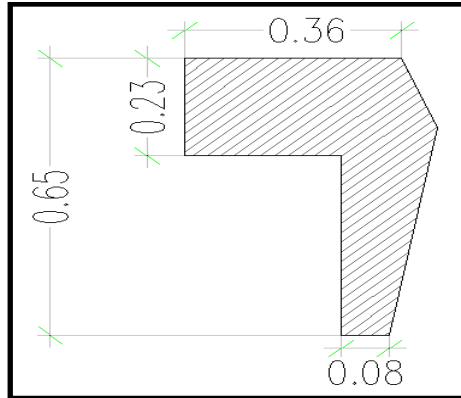


Figure XI. 11. Dimension de la corniche préfabriquée

### X.9. LES DISPOSITIONS RETENUES :

- Les garde-corps : sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.
- Les barrières de sécurité : Le rôle des barrières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elle évite ainsi la sortie de route, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

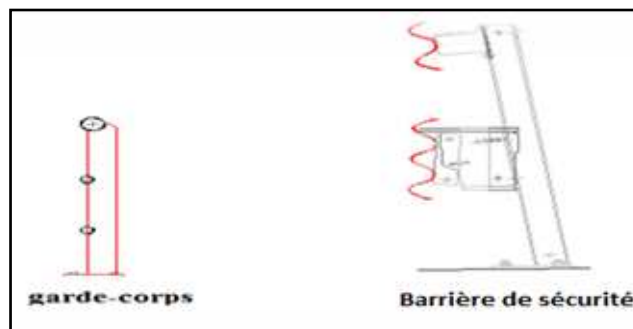


Figure XI. 12. garde-corps et Barrière de sécurité

# CHAPITRE XII

*ETUDE DE LA PILE*

### XII. ETUDE DE LA PILE :

#### XII.1. INTRODUCTION :

La transmission des efforts du tablier vers le sol est assurés par les appuis qui doivent être capables de supporter les charges permanentes et les charges d'exploitations et doivent aussi reprendre les efforts dus aux charges accidentelles.

Notre ouvrage est un ouvrage autoroutier, franchissant un oued c'est pour cela que le choix d'une pile avec deux futs circulaire liées par un chevêtre a été retenue, Nous allons dans ce chapitre évaluer les charges reprises par cette pile et dimensionner le ferrailage de chaque partie de la pile.

#### XII.2. STRUCTURE DES PILES :

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

- Une superstructure ou fût, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.
- Une fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puits), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

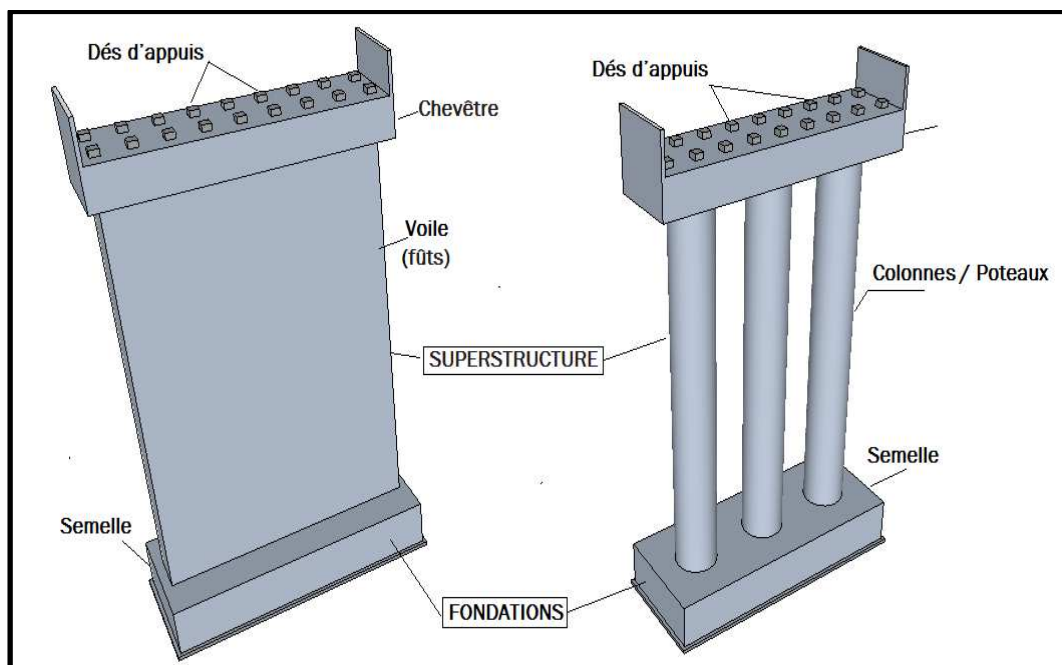


Figure XII.1. Structure de pile

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

**Tableau XII.1. Implantation des piles**

Désignation	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04
Point kilométrique (km)	30 +341,90	30 +375,40	30 +408,90	30 +442,40
Côte projet (m)	205,277	205,09	204,881	204,648
Côte TN (m)	184,00	190,93	194,95	194,53
Côte de la fondation (m)	180,50	179,00	180,20	182,50
Hauteur de la culée (m)	<b>18,46</b>	<b>19,77</b>	<b>18,36</b>	<b>15,83</b>

### XII.3. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

On s'intéresse du dimensionnement de la pile la plus haute, qui est la pile (02) au PK 30+375.40 km.

#### XII.3.1. CHEVETRE :

**Hauteur  $h_c$**

$$h_c = 0,4(e - \Phi) \text{ à } 0,5(e - \Phi)$$

$e = 6,6\text{m}$  : espacement des futs.

$\Phi = 2\text{m}$  : diamètre du fut.

$$h_c = 0,4(6,6 - 2) = 1,83\text{m} \text{ on prend } h_c = 1,8\text{m}$$

**Longueur du chevêtre  $L_c$**

Elle est égale à la largeur totale du tablier.

$$L_c = 11,89\text{m}$$

**Largeur du chevêtre  $l_c$**

$$l_c = 2 \times (c_1 + c_2 + c_3 + c_4)$$

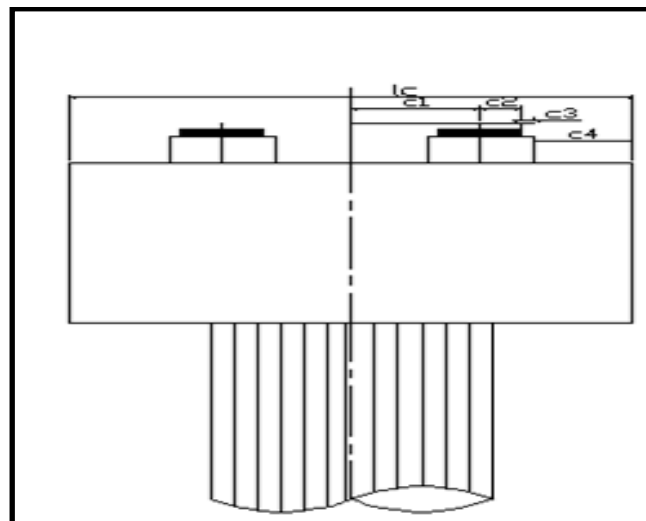
$$c_1 = 0,59\text{m}$$

$$c_2 = 0,26\text{m}$$

$$c_3 = 0,09\text{m}$$

$$c_4 > 0,2\text{m} \rightarrow \text{On prend : } c_4 = 0,26\text{m}$$

$$\text{Donc : } l_c = 2,4\text{m}$$



**Figure XII.2. Pré dimensionnement du chevêtre**

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

### XII.3.2. FUTS :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre constant dont les dimensions géométriques sont les suivantes :

H pile la plus haute : 19.77 m (**pile numéro 2**)

Nombre de futs : 2

Diamètre : 2 m

Entraxe : 6.60 m

### XII.3.3. SEMELLE :

Longueur de la semelle :  $L=13\text{m}$ .

Hauteur de la semelle :  $h=2.5\text{m}$ .

Largeur de la semelle :  $B = 8.2\text{m}$ .

Béton de propreté : 0,10 m.

### XII.3.4. PIEUX :

- Diamètre : 1.2 m.
- Entraxe : 3.6m.
- Nombre des pieux : 8 pieux.
- Nombre de file : 2 ( 4 pieux par file ).

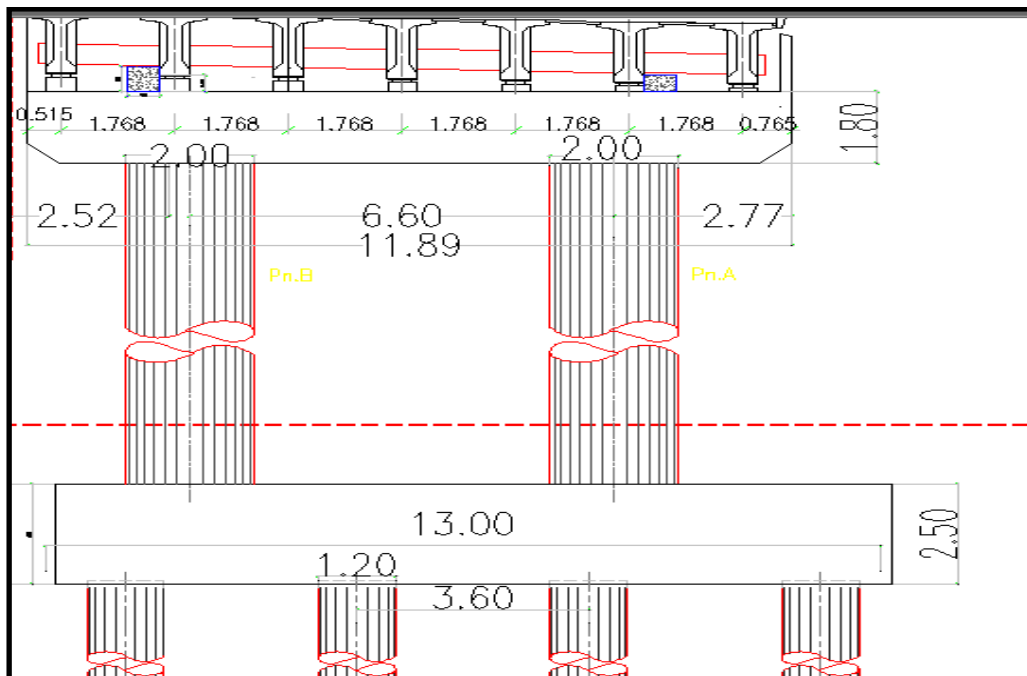
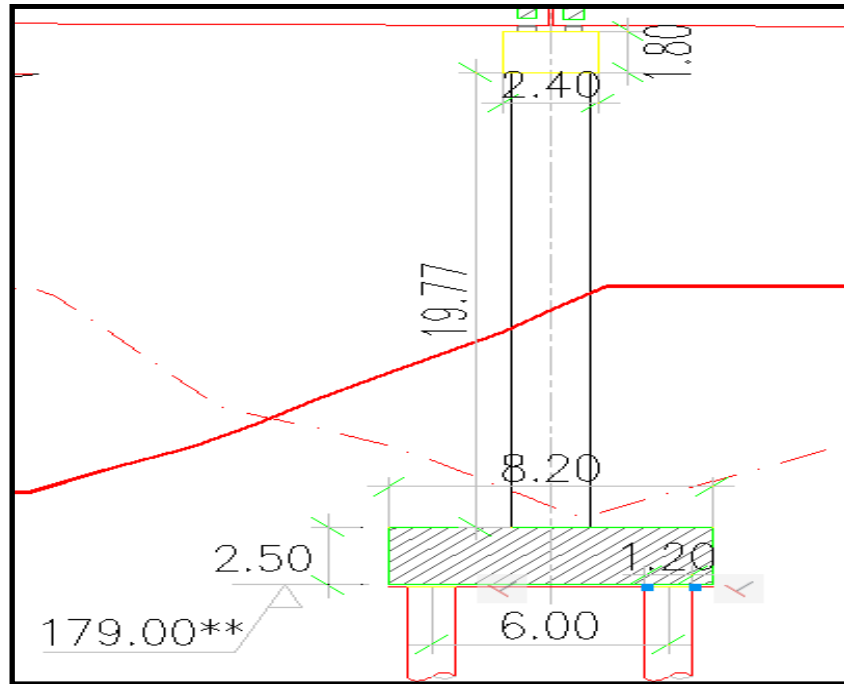


Figure XII.3. Coupe longitudinale de pile



**Figure XII.4. Coupe transversale de pile**

### XII.4.ETUDE STATIQUE DE LA PILE :

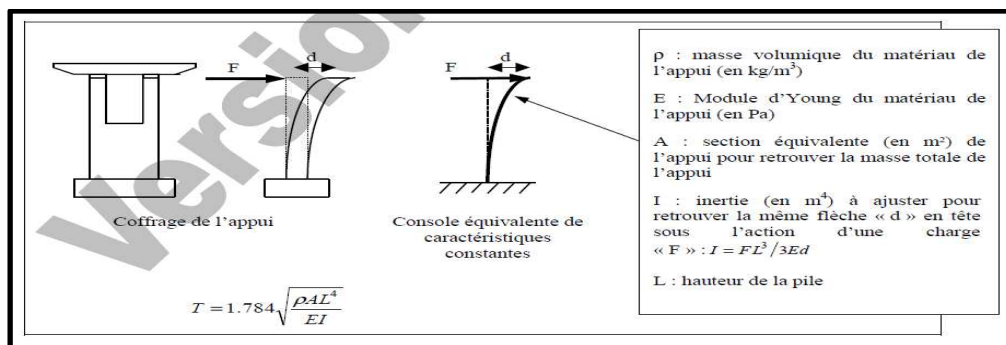
#### XII.4.1. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE:

Le calcul des sollicitations englobe les charge statique et les surcharge et leur moments (soit des moments verticaux ou horizontaux) et les efforts due à la variation linéaire (température, retrait et fluage) et leurs combinaison a ELU, ELS le détail des combinaisons des actions de calcul présenter en annexe D.2

### XII.5.ETUDE SISMIQUE DE LA PILE:

Cette rubrique est divisée en deux, la première stipule un calcul sans intervention de la semelle pour déterminer le ferrailage de la pile, et puis d'une seconde rubrique qui stipule que la semelle est incluse dans le calcul pour déterminer le nombre de pieux à adopter.

#### XII.5.1. EVALUTATION DES CHARGES SISMIQUE :



**Figure XII.5.période propre de pile**

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

On a :

**Tableau XII.2. Calcul période transversale et longitudinale de pile**

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	H (m)	M (Kg)	E (MPa)
2000	19,77	4389,58	34180
$I_{long} = 1,57 \text{ m}^4$		$I_{tran} = 70,0 \text{ m}^4$	
<b><math>T_{Long} = 0,449 \text{ S}</math></b>		<b><math>T_{Trans} = 0,067 \text{ S}</math></b>	

➤ **Composantes horizontales :**

Composantes horizontales de charge sismique est donnée par la formule suivante :

Transversale  $\rightarrow 0 \leq T_{Trans} \leq T1 = 0,20 \rightarrow A \times S \times g \times (1 + (T/T1) \times (2,5\eta - 1)) \rightarrow \mathbf{Sa_{Tran} = 5,31 \text{ m/s}^2}$

Longitudinal  $\rightarrow T1 \leq T_{Long} \leq T2 = 0,50 \rightarrow 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \rightarrow \mathbf{Sa_{long} = 8,83 \text{ m/s}^2}$

➤ **Composante Verticale :**

Composantes Verticale de charge sismique est donnée par la formule suivante :

$S_a^v = 2,5 \times A \times \eta \times \alpha \times g \rightarrow \eta = 1,00 ; \alpha = 0,70 \rightarrow \mathbf{S_a^v = 5,15 \text{ m/s}^2}$

### XII.5.2. COMBINAISON DES DIRECTIONS :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

**Tableau XII.3. Coefficients des combinaisons des directions**

	$E_x$	$E_y$	$E_z$
<b><math>E_1</math> (combinaison longitudinale)</b>	1,0	0,3	0,3
<b><math>E_2</math> (combinaison transversale)</b>	0,3	1,0	0,3
<b><math>E_3</math> (combinaison longitudinale)</b>	0,3	0,3	1,0

Les combinaisons sont mentionnées dans l'annexe E.3

### XII.5.3. COMBINAISON D'ACTION A L'ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA):

D'après le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :

$G + \Psi Q + E$ . Avec :

- G : Poids permanent supporté par la pile étudiée.
- Q : Actions variables des charges d'exploitation, Pour notre cas :  $Q = A(L)$ .
- $\Psi$  : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.
- E : force sismique sollicitant la pile.

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

- Le tableau présenté dans l'annexe E.4 résume les combinaisons d'actions à l'ELA faites par rapport aux effets maximums attendus.

- Les effets maximums dus au tablier sont calculés à partir des combinaisons suivantes :

$$R_{\max} : G + 0,2 D_{240}$$

$$R_{\min} : G + 0,2 M_{c120}.$$

- Le tableau suivant résume les effets maximums dus au tablier utilisés dans les calculs

Tableau XII.4. Les effets maximums de calcul

	$R_{\max}$	$R_{\min}$
N (MN)	7,68	7,49
V(MN)	0,25	0,24
ML(MN)	4,95	4,82

### XII.6. ETUDE DE FONDATION :

#### XII.6.1. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- ✓ Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement :  $R_{\max} < \text{Capacité portante du pieu}$
- ✓ Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) :  $R_{\min} > 0$

$$B = 6 \text{ m} \quad ; \quad n = 8 \text{ pieux} \quad ; \quad Y1 = 3 \text{ m (4 pieux)} \quad ; \quad Y2 = -3 \text{ m (4 pieux)}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \left( \frac{M X Y i}{S X Y i^2} \right) \quad ; \quad R_{\max} = \frac{N}{n} + \left( \frac{M X Y i}{S X Y i^2} \right) \quad (\text{détail de calcul dans annexe D.5})$$

#### ELS : (annexe D.5.1)

$$\text{Max}(R1 ; R2) = 2926.24 \text{ KN} > 4801 \text{ KN} \quad \text{Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)}$$

$$\text{Min}(R1 ; R2) = 2047.63 \text{ KN} > 0$$

#### ELU : (annexe D.5.2)

$$\text{Max}(R1 ; R2) = 3955.99 \text{ KN} > 6968 \text{ KN} \quad \text{Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)}$$

$$\text{Min}(R1 ; R2) = 2755.60 \text{ KN} > 0$$

#### ELA : (annexe D.5.3)

$$\text{Max}(R1 ; R2) = 6583 \text{ KN} > 8129 \text{ KN} \quad \text{Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)}$$

$$\text{Min}(R1 ; R2) = -2963 \text{ KN} - 4928 \text{ KN} \quad \text{Capacité portante de pieux en traction (rapport géotechnique)}$$

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

### XII.6.2. ACTIONS SUR LES PIEUX :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

La solution de l'équation précédente est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

b : diamètre du pieu ;

C<sub>u</sub> : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

α : Longueur élastique du pieu.

#### XII.6.2.1. CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$M(Z) = (\chi\theta M \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi\theta P\right)$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$  : Effort tranchant en tête de pieu.

λ: Coefficient d'amortissement,  $\lambda = 1/\alpha$

$\chi\theta M, \chi\theta P$  : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda \times L$

#### Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

E : module d'élasticité du béton.  
I : moment d'inertie du pieu.  
b : longueur du pieu.

**Tableau XII.5. calcul des pieux par formule de WARNER**

L(m)	E (MPa)	CU(MN/m <sup>3</sup> )	B(m)	I(m <sup>4</sup> )	λ	λ x L	χθM,	χθP
25	34180	30	1.2	0.101	0.226	5.649	1.63	1.42

$\chi\theta M, \chi\theta P$  : Tirés des abaques de WARNER(en annexe D.6) en fonction de  $\lambda \times L$  à l'aide d'une interpolation.

#### Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

$$M(Z) = (\chi\theta M \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi\theta P\right) \implies \bar{M} = - \frac{X_{\phi}^P}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

➤  $\bar{P}$ : Effort tranchant :

$$H_{\max} (\text{ELS}) = 420.11 \text{ KN} \text{ ( G+1.2Bc+ST )} \xrightarrow{\text{ELS}} \bar{P} = H_{\max} / \text{nombre de pieux}$$

$$\bar{P} = 420.11 / 8 \\ \bar{P} = 52.51 \text{ KN}$$

$$H_{\max} (\text{ELU}) = 572.96 \text{ KN} \text{ (1.35G+1.6B+1.6ST)} \xrightarrow{\text{ELU}} \bar{P} = H_{\max} / \text{nombre de pieux}$$

$$\bar{P} = 572.96 / 8 \\ \bar{P} = 71.62 \text{ KN}$$

$$H_{\max} (\text{ELA}) = 6271.5 \text{ KN} \text{ (E}_1\text{+R}_{\max}\text{+G)} \text{ (annexe D.5.3)} \xrightarrow{\text{ELA}} \bar{P} = H_{\max} / \text{nombre de pieux}$$

$$\bar{P} = 6271.5 / 8 \\ \bar{P} = 783.9 \text{ KN}$$

➤  $\bar{M}$  : Moment en tête du pieu :

$$M_{\text{ELS}} = 201,90 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{ELU}} = 275,35 \text{ KN.m}$$

### XII.6.3. FERRAILLAGE DES PIEUX :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

➤ **Sollicitation ELS**

$$M = 201.90 \text{ KN/m} \quad ; \quad H = 52.51 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 2062.24 \text{ KN}$$

$N_{\text{cor}}$  (moment max ELS ==> réaction min)

$N_{\text{cor}}$  ( $M_{\text{max els}}=5837.78 \text{ KN/m}$  sous la combinaison (G+1.2Bc+ST) ==> réaction min 2062.24 kN)

➤ **Sollicitation ELU :**

$$M = 275.35 \text{ KN/m} \quad ; \quad H = 71.62 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 2778.29 \text{ KN}$$

➤ **Sollicitation ELA :**

$$M = 2746.17 \text{ KN/m} \quad ; \quad H = 783.9 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1809.7 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'aide du robot expert :**

Le détail est dans **L'annexe D.7 :**

**Ferraillage longitudinal :**

$$\text{On a : } A_s = 113.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{24 \text{ HA } 25} \quad \text{avec } e = 14 \text{ cm.}$$

### Ferraillage transversale :

On prendra des cercles HA14 avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

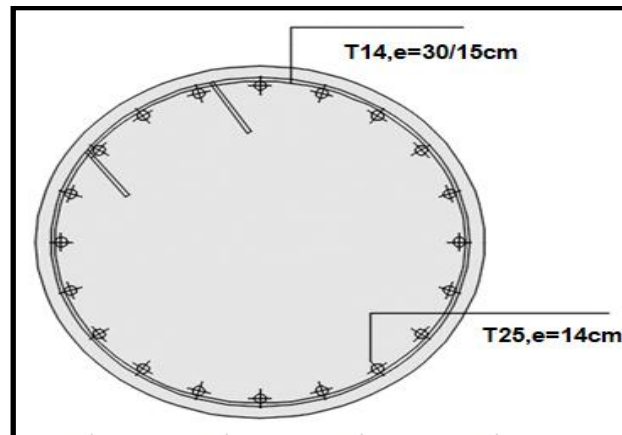


Figure XII.6. Ferraillage de pieux

### XII.6.4. ETUDE DE SEMELLE :

#### XII.6.4.1. METHODE DE BIELLE :

La condition de la méthode est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{ll} H = 2,50 \text{ m} & \text{hauteur semelle} \\ B = 8,20 \text{ m} & \text{largeur semelle} \\ L = 3,6 \text{ m} & \text{entraxe pieux} \\ b = 2 \text{ m} & \text{diamètre fut} \\ h = H - d' , & d' = 10 \text{ cm ;} \end{array}$$

donc :  $h = 2.40\text{m} > 1.3 \text{ m}$  (vérifie)

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 61.59^\circ \text{ (vérifie)}$$

#### XII.6.4.2. FERRAILLAGE DE SEMELLE :

##### Armatures transversales inférieures :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

**Tableau XII.6. ferrailage de semelle**

Condition	$N_{max}$ (MN)	L/2-b/4(m)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	h (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
normale	2.93	1.3	333.33	2.4	47.55
sismique	5.68	1.3	500	2.4	71.31

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2.4 + 1,2 = 3.6$  m.

On prend **23 HA 20** ( $A_s = 56.55$  cm<sup>2</sup>). Avec :

$$st = (\Phi + h - d) / (n - 1) = 15.7 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 15 cm.

### Armatures longitudinales inférieure :

$A_{s1} = A_s / 2 = 35.66$  cm<sup>2</sup>; Soit : HA16 avec un espacement de 20 cm.

### Armatures transversales supérieure :

$A_{s2} = A_s / 3 = 23.77$  cm<sup>2</sup> ; Soit : HA12 avec un espacement de 15 cm.

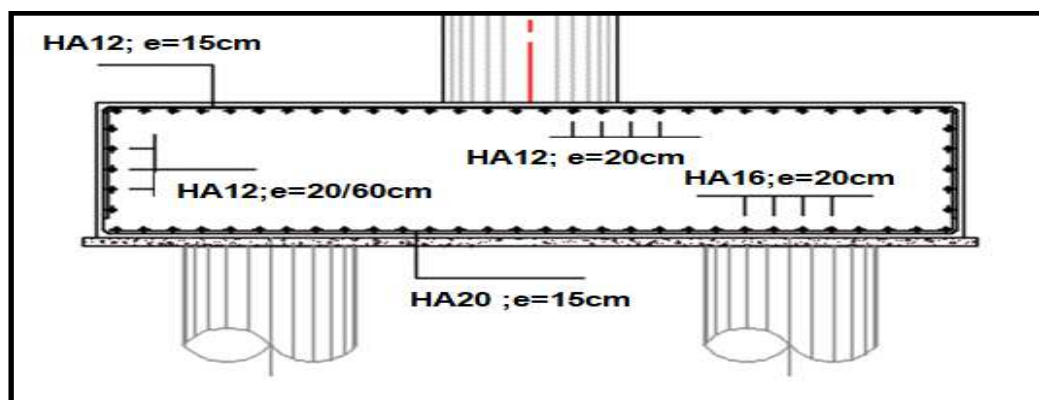
### Armatures longitudinales supérieure :

$A_{s3} = A_s / 4 = 17.83$  cm<sup>2</sup> ; Soit : HA12 avec un espacement de 20 cm.

### Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s / 10 = 7.13$  cm<sup>2</sup>; Soit : HA 12 avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction soit : HA12 avec un espacement de 60cm. (**parc Eque**  
**H=2.5 > 1.5**)



**Figure XII.7. Ferrailage de semelle**

### XII.7. ETUDE DES FUTS :

#### XII.7.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT :

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \max\left(50 ; \min\left(67 \frac{e_0}{D}; 100\right)\right)$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i}$$

Le fut est doublement encastéré  $\rightarrow L_c = 0.7 L = 13.84 \text{ m}$

$$i = \frac{D}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \quad \rightarrow \quad \lambda = 27.68 < 50$$

Condition vérifiée, donc le risque de flambement est écarté.

#### XII.7.2. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA FUT :

Dans cette partie on va évaluer les moments stabilisant et renversant par rapport à l'extrême de la semelle (même méthode que partie 01, que les bras de levier qui vas changer) et on combine les charge qui sollicite la pile pour effectuer la vérification. (**détaille dans l'annexe D.8**).

#### XII.7.3. FERRAILLAGE DE LA FUT :

- **Sollicitations les plus défavorables ELS :**

$M_{\max} = 4530,90 \text{ KN.m/ml}$  ;  $T_{\max} = 210,06 \text{ KN./ml}$  ;  $N_{\text{cor}} = 6603,07 \text{ KN./ml}$

- **Sollicitations les plus défavorables ELU :**

$M_{\max} = 6179,41 \text{ KN.m/ml}$  ;  $T_{\max} = 286,48 \text{ KN./ml}$  ;  $N_{\text{cor}} = 8914,51 \text{ KN./ml}$

- **Sollicitations les plus défavorables ELA :**

$M_{\max} = 50505,6 \text{ KN.m/ml}$  ;  $T_{\max} = 2680,6 \text{ KN./ml}$  ;  $N_{\text{cor}} = 6934,6 \text{ KN./ml}$

- **Ferraillage à l'aide de ROBOT EXPERT :**

Le calcul est dans l'annexe D.9

#### **Ferraillage longitudinale :**

**Condition normale :**  $A_s = 314.2 \text{ cm}^2$  soit 40 HA 32 avec  $e=15 \text{ cm}$ .

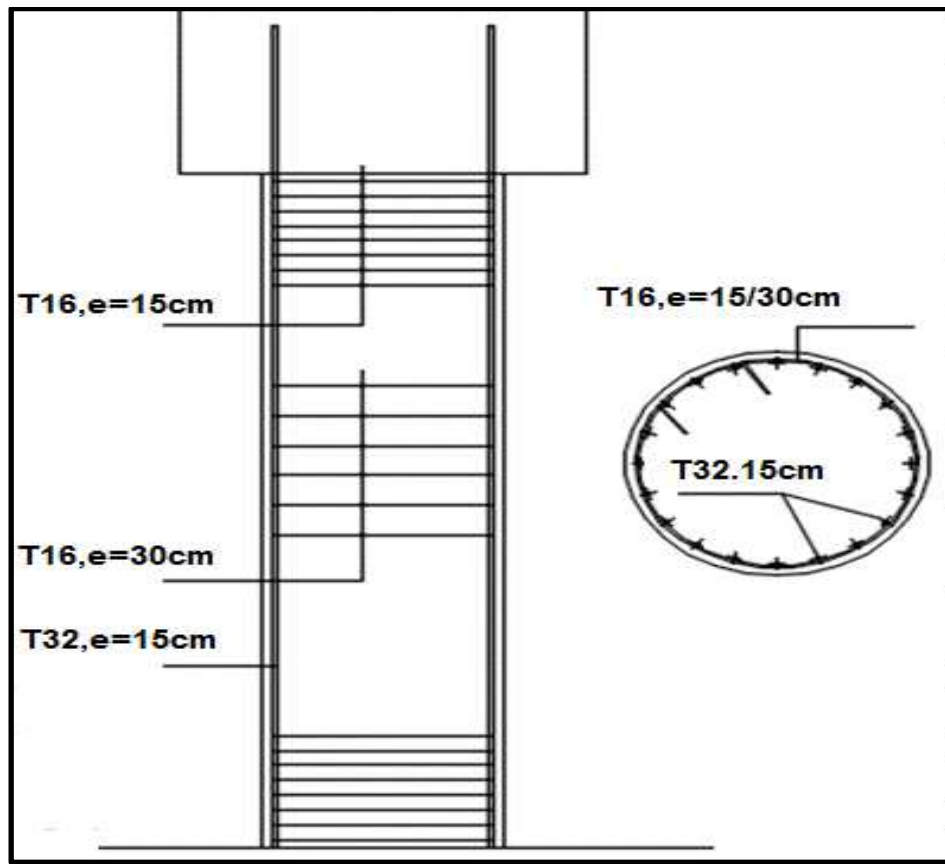
**Condition sismique :**  $A_s = 1474 \text{ cm}^2$  soit 118 HA 40 (2 nappe 59 HA 40 avec  $e=10 \text{ cm}$ ).

#### **Ferraillage transversale :**

Le calcul de effort tranchant se fais a ELU. On opte pour HA16

- Zone courante : espacement= 30 cm.

- Zone critique : espacement = 15 cm.



**Figure XII.8. Ferrailage de fut**

### XII.8. ETUDE DU CHEVETRE :

Le chevette étudié est appuyé sur deux fûts. Son étude est faite en deux étapes, la justification à la flexion et aussi une justification à la torsion.

#### XII.8.1. ETUDE DU CHEVETRE A LA FLEXION :

##### Evaluation des efforts

**Tableau XII.7. Evaluation des efforts du chevette**

$P_{\text{chevette}}$ KN/ml	$P_{\text{tablier}}$ KN/ml	A1 KN/ml	Bc KN/ml	Mc120 KN/ml	D240 KN/ml	St KN/ml
108.0	613.1	137.4	102.3	96.4	176.3	8.43

##### Modélisation :

La modélisation du chevette est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans l'annexe D.10

### Résultats

Moment de flexion ELS

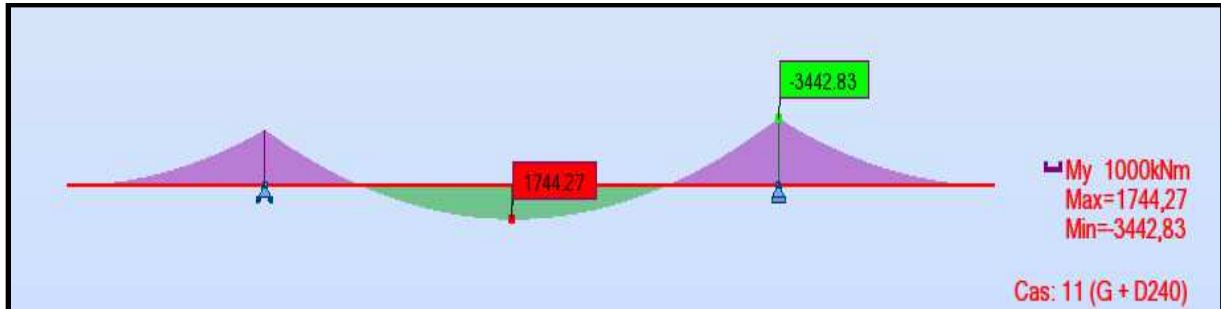


Figure XII.9. Moment de flexion du chevêtre

Effort tranchant ELU

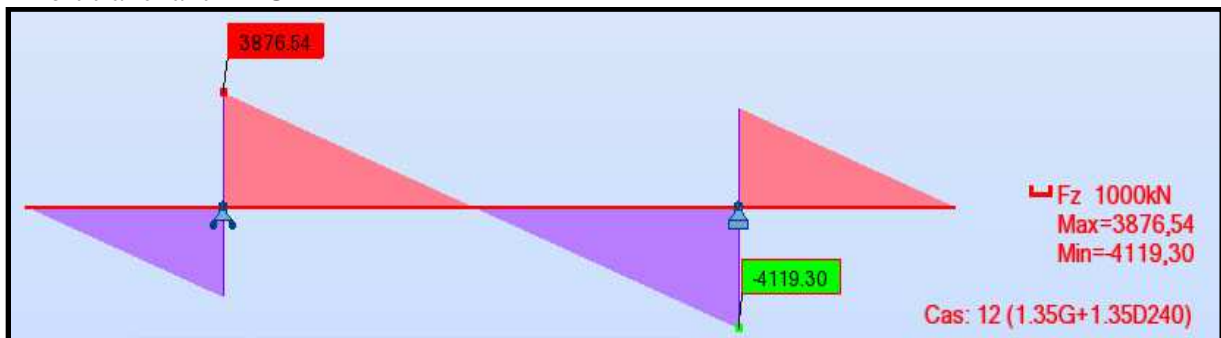


Figure XII.10. Effort tranchant du chevêtre

### FERRAILLAGE a l'aide de ROBOT expert

Le calcul est dans l'annexe D.11

- **Ferraillage longitudinale supérieure :**

On a  $A_s = 85.3 \text{ cm}^2$  soit HA 25 avec  $e=13 \text{ cm}$

- **Ferraillage longitudinale inferieure :**

On a  $A_s = 42.3 \text{ cm}^2$  soit HA 20 avec  $e=13 \text{ cm}$

- **Ferraillage transversale :**

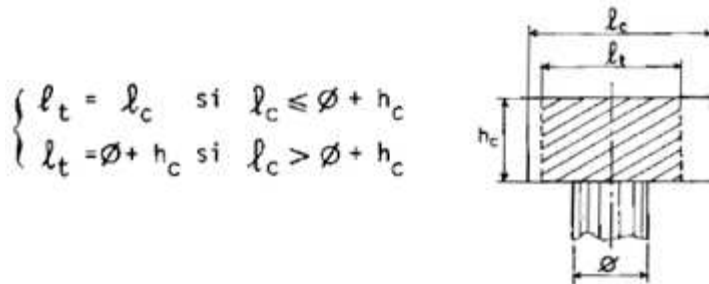
Le calcul de effort tranchant se fais a ELU

On opte pour HA14 ;  $e=16 \text{ cm}$

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

### XII.8.2. ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION :

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur  $L_t$  est limité par :



**Tableau XII.8. Evaluation d'effort de la torsion (chevêtre)**

<b>hc</b> hauteur de chevêtre	1,8 m
<b>\Phi</b> diamètre de fut	2 m
<b>Lc</b> largeur de chevêtre	2.4 m
<b>Lt</b> largeur participe dans la torsion	2.4 m

#### La contrainte tangente de torsion :

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $b_n = H_c / 6 = 0.30 \text{ m}$  ;

$C$  : moment de torsion maximal par ml ;

$\Omega$  : l'aire du torsion,  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 3.25 \text{ m}^2$

$P$  : périmètre du chevêtre = 7.80m

#### Evaluation de moment de torsion :

##### ➤ Phase de construction :

$$C = P_g \times e$$

$e$  : excentrement d'appareil d'appuis (AUTOCAD)

$P_g$  : poids des poutres / ( n appuis x largeur de la poutre )

**Tableau XII.9. La contrainte tangente de torsion (Phase de construction)**

E( m)	P poutre ( kN)	N appuis	L ( m )	Pg (KN/m)
0.59	490.65	14	11.89	144.43
<b>C =85.21 KN.m/ml</b>				

## CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

➤ **Phase de service :**

$$C = \text{surchage max } X e$$

e : excentrement d'appareil d'appuis (AUTOCAD)

surchage max : réaction max sur une travée « réaction D240 sur culée du chapitre descente de charge » / largeur de la chevêtre

**Tableau XII.10. La contrainte tangente de torsion (Phase de service)**

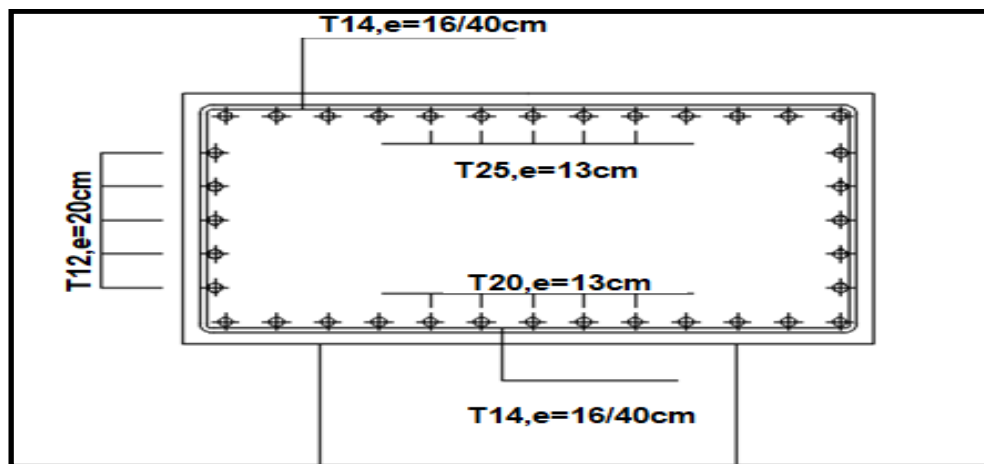
E( m)	R <sub>D240</sub> culée	N appuis	L ( m )	surchage max (KN/m)
0.59	1748.15	14	11.89	147.03
<b>C =86.75 KN.m/ml</b>				

$$C = \max (C_1 ; C_2) = 86.75 \text{ kN.m/ml}$$

**Ferrailage :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

AS = 3.22 cm<sup>2</sup> avec  $\sigma_s=333.33 \text{ MPa}$ . Soit HA 12 avec e = 20 cm



**Figure XII.11. Ferrailage de chevêtre**

# **CHAPITRE XIII**

***ETUDE DE LA CULEE***

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### XIII. ETUDE DE LA CULEE :

#### XIII.1. INTRODUCTION :

- La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, qui a deux rôles principaux : supporter le poids de la superstructure de l'ouvrage d'une part et soutenir les remblais d'accès d'autre part.

- Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblais).
- Culée enterrée.

-Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

#### XIII.2. CHOIX DU TYPE DE CULEE :

Puisque notre ouvrage est en remblai des deux cotés, on a opté pour des culées remblayées.

##### Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Tableau XIII.1. Implantation de la culée

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique (km)	30 +309,00	30 +475,30
Côte projet (m)	205,439	204,401
Côte TN (m)	195,269	201,581
Côte de la fondation (m)	192,40	195,60
Hauteur de la culée (m)	13,04	8,80

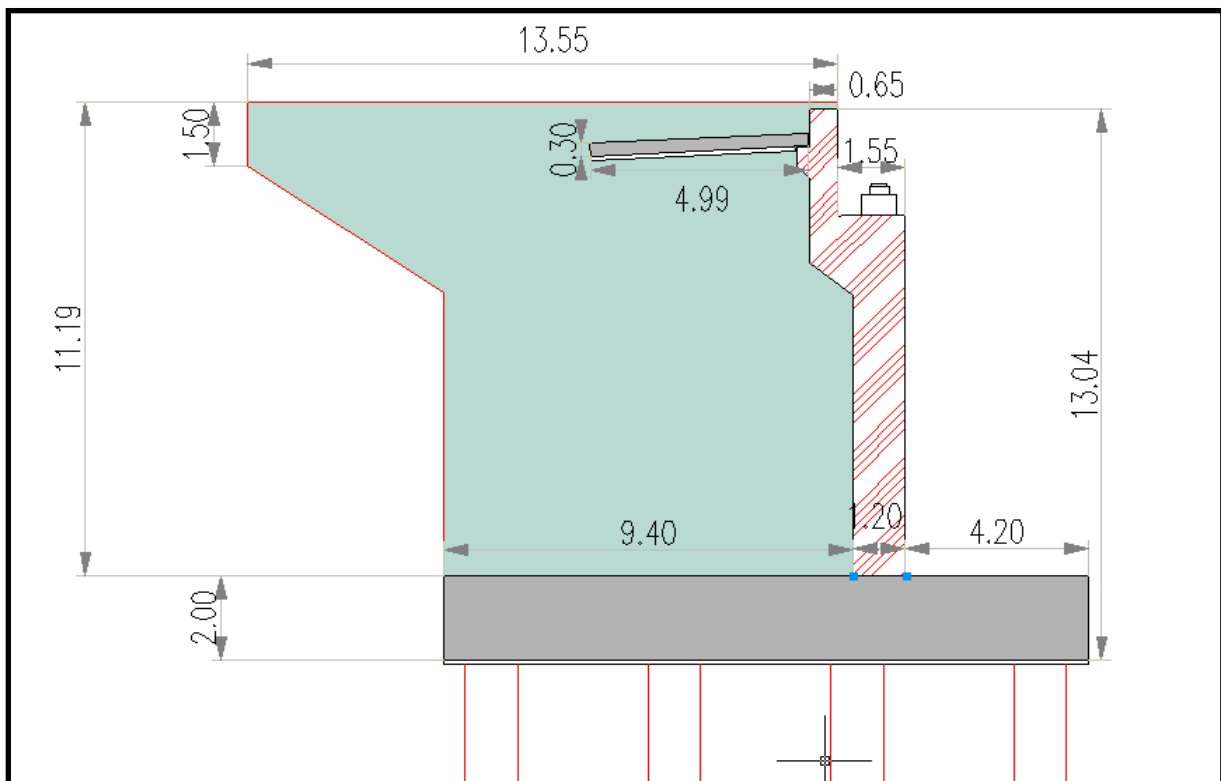
#### XIII.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute, qui est celle de côté vers PORT DE TENES au PK 30+309.00 km.

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

**Tableau XIII.2. Dimensions des éléments de la culée**

Eléments de la culée	Dimension
<b>Mur de garde grève</b>	$h_{m\text{gg}} = 2,5 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = 0,30 \text{ m}$ (selon SETRA $H_{\text{culée}}=13,04 > 6$ ) $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} = 11,89\text{m}$
<b>sommier d'appui</b>	$l_{\text{sa}} = \text{l'argeur du pont} = 11,89\text{m}$ $L_{\text{sa}} = 1,55 \text{ m}$
<b>Mur de front</b>	$h_{\text{mf}} = 8,54\text{m}$ $e_{\text{mf}} = 1,20 \text{ m}$ $l_{\text{mf}}=l_{\text{tablier}}=11,89\text{m}$
<b>Mur en retour</b>	$e_{\text{mr}}=0,60 \text{ m}$ $h_{\text{mr}}=11,04 \text{ m}$ $l_{\text{mr-sup}} = 13,55 \text{ m.}$ $l_{\text{mr-inf}} = 9,40 \text{ m.}$
<b>Corbeau</b>	$l_{\text{c}}=11,29 \text{ m}$ $e_{\text{c}}=0,65\text{m}$ $h_{\text{c1}}=0,65\text{m}$ $h_{\text{c2}}=1\text{m}$
<b>Dalle de transition</b>	$l_{\text{dt}}=\text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0,6h_{\text{remblai}})]=5,00 \text{ m}$ $e_{\text{dt}}=0,30 \text{ m}$ $L = 11,24\text{m}$
<b>La semelle</b>	$e_{\text{s}}=2,00\text{m}$ $L_{\text{s}}=13\text{m}$ $l_{\text{s}}=14,8\text{m}$



**Figure XIII.1. Dimensions de la culée.**

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### XIII.4. CALCULS DES COEFFICIENTS DE POUSSEE :

Le coefficient de poussée des terres selon RPOA : 
$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :  $\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$  : inclinaison de la culée.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai culée.

$\theta$ : angle entre la direction de séisme et la verticale,  $\theta = \text{Arctg}(k_H / (1 \pm k_V))$

$k_H = A = 0.3$ , accélération du séisme dans le sens horizontal.

$k_V = 0.3k_H = 0.09$ , accélération du séisme dans le sens vertical.

$A$  : coefficient d'accélération de zone (tableau . de RPOA2008).

Le tableau suivant résume les différents coefficients de poussée  $K_{ad}$  :

**Tableau XIII.3. Coefficients de poussées des terres  $K_{ad}$**

Conditions		$k_H$	$k_V$	$\theta$ (°)	$K_{ad}$ (rad)
Normales (CN)		0,00	0,00	0,00	0,33
sismiques	Horizontal +↑Vertical (CS1)	0,30	0,09	15,38	0,54
	Horizontal +↓Vertical (CS2)	0,30	-0,09	18,25	0,60
	Vertical (CS3)	0,3	0,00	16,70	0,57

### XIII.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE :

#### XIII.5.1. EVALUATION DES EFFORTS STATIQUES :

Les efforts statiques agissants sur la culée qui représentent :

- Sollicitation dues aux poids propre :  $P = \gamma \times b \times h \times B \times L$  avec  $\rho_{\text{beton}} = 20 \text{KN/m}^3$
- Calcul des poussées dues aux terres :  $P = 1/2 \times K_a \times H^2 \times L \times \gamma$  avec  $\rho_{\text{sol}} = 20 \text{KN/m}^3$
- La poussée des surcharges :  $P = K_a \times q \times h \times L$  Avec  $k_a = 0.33$

Sont données sous forme de tableau qui est présenté dans l'**annexe E.1**

**NB** : les efforts en négatifs et positifs représentent respectivement les efforts renversants et stabilisants.

✓ **Combinaison d'actions statiques aux états limites :**

- ELS-ELU : Les différentes combinaisons d'actions sont mentionnées dans l'**annexe**

#### E.2

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### XIII.5.2. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES :

**Tableau XIII.4. Combinaisons de sollicitations agissantes sur la culée**

Combinaisons des sollicitations agissantes sur la culée	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
<b>R max (maximales)</b>	39937,14	140,26	143765,91
<b>R min (minimales)</b>	39805,19	133,41	143680,52

● **Calcul des efforts sismiques inertiels des éléments de la culée :**

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées en pied de la semelle

Avec :  $F_h = K_h \times P$  et  $F_v = K_v \times P$  où  $P$  est le poids propre de l'élément du culée, les valeurs sont dans l'annexe E.3

**Tableau XIII.5. Charge Sismique due aux éléments de la culée**

	N <sub>1</sub> (KN)	V <sub>1</sub> (KN)	M <sub>v</sub> (Kn.m)	M <sub>h</sub> (KN.m)
<b>somme</b>	3236,34	10787,81	13100,10	58679,05

● **Charge sismique dû à la poussée dynamique :**

**Tableau XIII.6. Charge Sismique due à la poussée dynamique**

	N <sub>2</sub> (KN)	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>v</sub> (Kn.m)	M <sub>h</sub> (KN.m)
<b>P<sub>ad Max</sub> Horizontal +↑Vertical</b>	0,00	11367,71	0,00	49411,63
<b>P<sub>ad Min</sub> Horizontal +↓Vertical</b>	0,00	10534,87	0,00	45791,55

● **Charge sismique transmis par le tablier :**

**Tableau XIII.7. Charge Sismique transmise par le tablier**

	N <sub>t</sub> (KN)	V <sub>t</sub> (KN)	M <sub>v</sub> (Kn.m)	M <sub>h</sub> (KN.m)
<b>Séisme Tablier</b>	2074,00	2715,46	207,40	28620,95

❖ **Cumul des actions sismiques :**

Les sollicitations sismiques de la culée et de la poussée des terres sont cumulées directement :

$$N_{CP} = N_1 + N_2 ; H_{CP} = H_1 + H_2 ; M_{CP} = M_1 + M_2 .$$

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

**Tableau XIII.8. Cumul des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres**

	N <sub>cp</sub> (KN)	V <sub>cp</sub> (KN)	M <sub>cp</sub> (KN.m)
<b>CS 1</b> Horizontal +↑Vertical	0,00	22155,52	108090,68
<b>CS 2</b> Horizontal +↓Vertical	0,00	21322,68	104470,59
<b>CS 3</b> Vertical	3236,34	0,00	13100,10

Les sollicitations venant du tablier et ceux venant de la culée doivent être cumulées quadratiquement car les modes propres concernés sont différents.

$$H = \sqrt{H_{cp}^2 + H_t^2} \quad ; \quad N = \sqrt{N_{cp}^2 + N_t^2} \quad ; \quad M = \sqrt{M_{cp}^2 + M_t^2} .$$

**Tableau XIII.9. Efforts sismiques agissants sur les pieux de la culée**

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
<b>CS 1</b>	0,00	22321,31	111815,71
<b>CS 2</b>	0,00	21494,89	108320,19
<b>CS 3</b>	3843,88	0,00	13098,46

❖ **Combinaisons d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :**

On s'intéresse aux combinaisons prépondérantes suivantes :

- |                     |   |                     |
|---------------------|---|---------------------|
| 1) R max - H + 0,3V | ; | 2) R min - H - 0,3V |
| 3) R max + V - 0,3H | ; | 4) R min - V - 0,3H |

Les calculs sont est mentionnée dans **l'annexe E.4**

**Tableau XIII.10. Combinaisons d'action sismiques maximales sollicitant les pieux de la culée**

	N(KN)	V(KN)	M(KN.m)
<b>P max + V - 0,3H</b>	43781,01	6836,65	123319,66

### XIII.6. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

#### XIII.6.1. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE :

Le mur garde grève est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des Efforts de flexion et de cisaillement.

Les forces verticales comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions D'une charge appliqué directement du le mur et de la dalle de transition. Vue que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centrée et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment crée dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

- **Moment totale :**

Le calcul détaillé du moment total est fait en **annexe E.5**, les résultats obtenus sont :

ELS :  $M_{ELS} = 129,16 \text{ KN.m/ml}$ .

ELU :  $M_{ELU} = 172,50 \text{ KN.m/ml}$ .

- **Ferraillage :**

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes (détaillé en **annexe E.5**):

- ✓  $A_s = 9,5 \text{ cm}^2$  ; Soit **5HA16** ;  $e = 23 \text{ cm}$
- ✓ Armature de construction verticale :  $A_{s1} = 3,17 \text{ cm}^2$ , Soit **5HA10** ;  $e = 23 \text{ cm}$
- ✓ Armature longitudinale :  $A_{st} = 2,38 \text{ cm}^2$ , Soit **5HA8** ;  $e = 23 \text{ cm}$

#### XIII.6.2. FERRAILLAGE DU LA DALLE DE TRANSITION:

La dalle de transition est une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant qu'en réalité elle est posée sur des appuis élastiques sur toute sa surface, qui est soumise à son poids propre, les charges d'exploitation ainsi que du remblai sur celle-ci.

- **sollicitation:**

- Remblai :  $\gamma_{\text{Remblai}} = 20 \text{ KN/m}^3$ , avec une hauteur de 0,85m

- Poids de la dalle :  $e = 0,3 \text{ m}$ ,  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

- Revêtement :  $e = 0,08 \text{ m}$ ,  $\gamma_{\text{BB}} = 24 \text{ KN/m}^3$

- Surcharges :  $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

Les sollicitations sont les suivantes :

**ELS** :  $V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q \rightarrow V_{\text{ELS}} = 96,05 \text{ KN/ml}$ ,

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ \rightarrow M_{ELS} = 120,06 \text{ KN.m/ml}$$

$$ELU : V_{ult} = 1.35 VG + 1.6 VQ \rightarrow V_{ELU} = 161,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ult} = 1.35MG + 1.6 MQ \rightarrow M_{ELU} = 129,17 \text{ KN.m/ml}$$

### • Ferrailage :

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes (détaillé en **annexe E.6**):

- ✓  $A_s = 24,2 \text{ cm}^2$  ; Soit **5HA25** ;  $e = 23 \text{ cm}$
- ✓ Armature de construction transversale :  $A_{s1} = 8,10 \text{ cm}^2$ , Soit **5HA16** ;  $e = 23 \text{ cm}$
- ✓ Armature longitudinale supérieur et inférieure:  $A_{st} = 6,08 \text{ cm}^2$ , Soit **5HA14** ;  $e = 23 \text{ cm}$

### XIII.6.3. FERRAILAGE DU MUR FRONTAL:

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée. Des tableaux donnant l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal ainsi les combinaisons de charge sont présentées en **annexe E.7**

**Tableau XIII.11. Combinaisons maximales agissant sur le mur frontal à l'ELS et L'ELU**

Etat limite	Combinaison	N (KN/ml)	H (KN/ml)	$M_H$ (KN.m/ml)
ELU max	1.35G+0.9T+1.6Q	859,10	651,72	-3429,74
ELS max	1.35G+0.9T+1.6Q	663,04	364,04	-1964,80

### • Ferrailage :

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes (détaillé en **annexe E.7**):

- ✓  $A_s = 64,5 \text{ cm}^2$  ; Soit **9HA32** ;  $e = 10,75 \text{ cm}$
- ✓ Armature de construction :  $A_{s1} = 21,50 \text{ cm}^2$ , Soit **8HA20** ;  $e = 12,5 \text{ cm}$
- ✓ Armature transversales :  $A_{st} = 6,08 \text{ cm}^2$ , Soit **8HA10** ;  $e = 12,5 \text{ cm}$

### XIII.6.4. FERRAILAGE DU MUR EN RETOUR :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges).
- Charge concertée vers l'extrémité du mur.

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### EVALUATION DES CHARGES :

- **Poussée des terres :**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \left(\frac{h}{3}\right) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma_R h^2 L \times \left(\frac{h}{3}\right).$$

**Tableau XIII.12. Moments des poussées des terres.**

	$K_{ah}$	$\gamma_R(\text{KN/m}^3)$	H (m)	L (m)	P (KN)	$M_p$ (KN.m)
<b>Condition normale</b>	0,33	20	11,04	1	402,21	1480,13
<b>Verticale ↓+ Horizontal</b>	0,60	20	11,04	1	731,29	2691,15
<b>Vertical</b>	0,57	20	11,04	1	694,73	2556,59
<b>Verticale ↑+ Horizontal</b>	0,54	20	11,04	1	658,16	2422,03

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

Comme il a été mentionné antérieurement, la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type B<sub>c</sub>, avec une charge de 120KN répartie sur un rectangle de 0,25m x 0,75m.

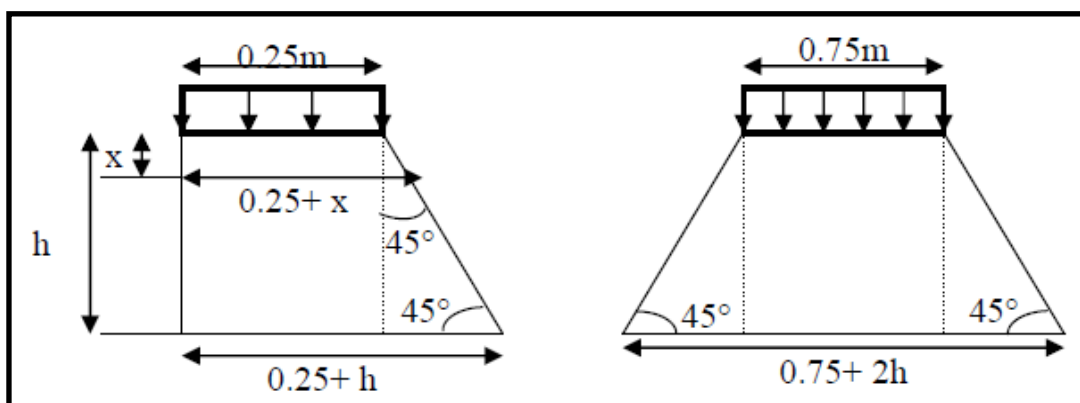
La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface est  $\Phi$  :

$$\Phi = \frac{120}{0,75 \times 0,25} = 640 \text{ KN/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{120 \text{ K}}{0,25 + h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,75+x} dx$$

Avec :  $K = K_{ah} \times b_c \times \delta$  et :  
 $K_{ah}$  : dépend de la condition normale ou sismique.  
 $b_c = 1,1$  pour deux vois chargées.  
 $\delta = 1,078$  ; coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).



**Figure XIII.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur**

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,75+x} dx = [(h+0,75) \cdot \ln(0,75+x) - x]_0^h$$

On a alors ;

$$\int_0^{11,04} \frac{h-x}{0,75+x} dx = [(h+0,75) \cdot \ln(0,75+x) - x]_0^{11,04} = 32,48$$

$$M'_p = \frac{120 K}{0,25 + h} \times 32,48$$

$$\implies M'_p/K = 345,22$$

**Tableau XIII.13. Moments de la charge locale située en arrière du mur**

	K ah	bc	$\delta$	K	$M'_p$ (t.m)
Condition normale	0,33	1,1	1,078	0,39	135,08
Verticale ↓+ Horizontal	0,60	1,1	1,078	0,71	245,60
Horizontal	0,57	1,1	1,078	0,68	233,32
Verticale ↑+ Horizontal	0,54	1,1	1,078	0,64	221,04

● **Les surcharges concentrées :**

Les surcharges concentrées sont appliquées à l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 40KN et une charge horizontale de 20KN. Dans ce stade d'étude ; on utilise la charge horizontale de 20KN.

Le moment de cette charge est  $M_{sc} = 20 \times 11,04 = 220,8 \text{ KN.m}$

● **Charge accidentelle :**

Les efforts sismiques sont :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \epsilon_H \cdot G \\ \text{L'effort sismique vertical: } V_s = (1 \pm \epsilon_v) \cdot G \end{cases}$$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :  $h = 11,04 \text{ m.}$   
 $e = 0,60 \text{ m.}$

$$L = 1 \text{ m.}$$

$$G = 11,04 \times 0,6 \times 1 \times 25 = 165,6 \text{ KN}$$

$$H_s = 0,3 \times 165,6 = 49,68 \text{ KN .}$$

$$M_{H_s} = H_s \times \frac{h}{2} = 49,68 \times 5,52 = 274,23 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### COMBINAISON DES CHARGES :

Condition normale :

$$\text{ELS} : G + 1.2 S$$

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.6 S$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 1480,13 + 1.2 (135,08 + 220,8) = 1907,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1.35 \times 1480,13) + 1.6 (135,08 + 220,8) = 2567,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ S = M'_p + M_{sc} \end{cases}$$

Condition sismique :

$$\text{ELA} : G + F_A + S$$

$$\text{Donc; } M_{\text{ELA}} = 2691,15 + 274,23 + (245,60 + 220,8) = 3431,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{Hs} \\ S = M'_p + M_{sc} \end{cases}$$

$$M_{\text{ELS}} = 1907,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 2567,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ELA}} = 3431,78 \text{ KN.m}$$

### FERRAILLAGE :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple, A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes (détaillé en **annexe E.8**):

- ✓  $A_s = 95,5 \text{ cm}^2$  ; Soit **HA40** ;  $e = 12 \text{ cm}$
- ✓ Armature de construction :  $A_{s1} = A_s/3 = 31,83 \text{ cm}^2$ , Soit **HA25** ;  $e = 12 \text{ cm}$
- ✓ Armature transversales :  $A_{st} = A_s/4 = 23,87 \text{ cm}^2$ , Soit **HA20** ;  $e = 12 \text{ cm}$

### XIII.6.5. FERRAILLAGE DE CORBEAU:

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- sollicitation:

$$R_{\text{Rem}} = \frac{qL}{2}$$

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$L = 5,00 \text{ m} ; q = 26,42 \text{ kN/ml} \rightarrow R_{\text{Rem}} = 66,05 \text{ kN/ml}$$

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$L = 5,00 \text{ m} ; q = 10,00 \text{ kN/ml} \rightarrow R_{\text{Rem}} = 25,00 \text{ kN/ml}$$

### Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : R_{\text{ult}} = 1.35 R_G + 1.6 R_Q = 129,17 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{ELS} : R_{\text{ser}} = R_G + 1.2 R_Q = 96,05 \text{ kN.m/ml}$$

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

- **Ferraillage :**

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes :

✓  $A_s = 11,20 \text{ cm}^2$  ; Soit **5HA20** ;  $e = 23\text{cm}$

### XIII.6.6. FERRAILLAGE DE LA FONDATION :

#### XIII.6.6.1. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

Nous utiliserons la même méthode adoptée lors du ferraillage de la semelle au niveau de la pile, c'est à dire la méthode des bielles comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h = 1.90 \text{ m épaisseur de la semelle.} \\ L = 3,60 \text{ m entraxe des pieux.} \\ b = 1.2 \text{ m épaisseur mur frontal.} \end{array}$$

donc :  $h = 1.9\text{m} > 1.5 \text{ m}$  (vérifie)

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 51.74^\circ \text{ (vérifie)}$$

- **Armatures transversales inférieures :**

la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

**Tableau XII.14. Ferraillage de semelle du culée**

	Nmax ELS (MN)	L/2-b/4(m)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	h (m)	As (cm <sup>2</sup> )
<b>Condition normal</b>	4,59	1,5	333,33	1,9	108,62
<b>Condition sismique</b>	4,84	1,5	500,00	1,9	76,47

La condition normale est la plus **défavorable** :  $A_{t\text{-inf}} = 108,62 \text{ cm}^2$

On opte pour **14HA32** ;  $e = 22,5 \text{ cm}$

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

### ○ Armatures longitudinales inférieure :

$As_1 = As/2 = 54,31 \text{ cm}^2$ ; Soit : HA25 avec un espacement de 22,5 cm.

### ○ Armatures transversales supérieure :

$As_2 = As/3 = 36,21 \text{ cm}^2$ ; Soit : HA20 avec un espacement de 22,5 cm.

### ○ Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 27,16 \text{ cm}^2$ ; Soit : HA16 avec un espacement de 22,5 cm.

### ○ Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 10,86 \text{ cm}^2$ ; Soit : HA14 avec un espacement de 25 cm.

### XIII.6.6.2. FERRAILLAGE DES PIEUX :

#### ➤ Détermination du nombre de pieux :

Pour déterminer le nombre de pieux pour chaque état limite, nous appliquerons la formule suivante :

$$n = \frac{N_{MAX}}{Q_{pieu}}$$

Tableau XIII.15. Nombre de pieux

	$Q_{pieu}$ (KN)	$N_{MAX}$ (KN)	Nombre des pieux
ELU	7861	41335,65	8
ELS	5872	55803,13	8
ELA	8961	43781,01	5

Pour assurer les vérifications appropriées aux réactions des pieux, nous avons choisis d'opter pour 4 files de 4 pieux pour un nombre total de **16 pieux**.

#### ➤ Réactions des pieux :

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = (N/n) - \text{ou} + \{M_{yi} / \sum y_i^2\}$$

$y_1 = 6,3$  nombre de pieux par file1= 4

$y_2 = 2,1$  nombre de pieux par file2= 4

$y_3 = -2,1$  nombre de pieux par file3= 4

$y_4 = -6,3$  nombre de pieux par file4= 4

La réaction des pieux dans les conditions normales et sismiques sont résumées dans L'annexe E.

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

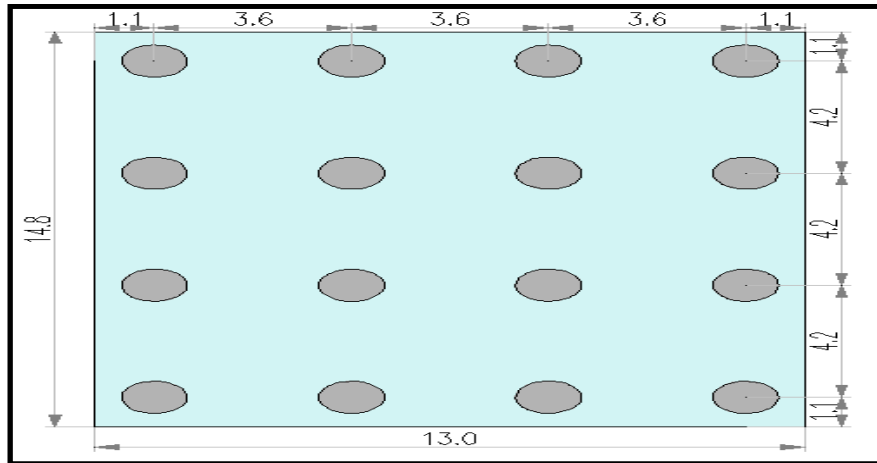


Figure XIII.3. Vue en plan de la répartition des pieux de culée

➤ **Vérifications de la portance des pieux :**

**Tableau XIII.16. Vérification de la portance des pieux**

	R <sub>compression</sub> (KN)	Q <sub>compression adm</sub> (KN)	Commentaire
<b>ELS</b>	4586,10	5872	Vérifié
<b>ELU</b>	6270,84	7681	Vérifié
<b>ELA</b>	4843,14	8961	Vérifié

➤ **Sollicitation :**

$X_{\phi}^P=1,20$  et  $X_{\phi}^M=1,51$ . (Les pieux sont de même dimensions et ancrés à la même profondeur que ceux utilisés dans les fondations des piles).

$$H_{\max} = \frac{\text{max effort horizontale}}{\text{nombre des pieux}} \quad ; \quad \bar{M} = - \frac{X_{\phi}^P}{X_{\phi}^M} \times \frac{P}{\lambda}$$

**Tableau XIII.17. Sollicitations des pieux**

	M (KN.m)	H (KN)	N (KN)
<b>ELS</b>	1467,00	418,78	468,61
<b>ELU</b>	1979,29	565,02	553,02
<b>ELA</b>	4917,75	1403,85	571,85

➤ **Ferraillage :**

✓ **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est déterminé à l'aide de ROBOT EXPERT (voir **annexe E.10**). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée par:

$A_s = 223,3 \text{ cm}^2$  soit **28 HA 32** avec  $e = 12 \text{ cm}$ .

✓ **Ferraillage transversal :**

A l'aide de ROBOT EXPERT (voir **annexe E.10**).

On prendra des cerces de **HA14** ;  $e = 30 \text{ cm}$  (zone courante).  
 $e = 14 \text{ cm}$  (zone critique).

## CHAPITRE XIII. ETUDE DE LA CULEE

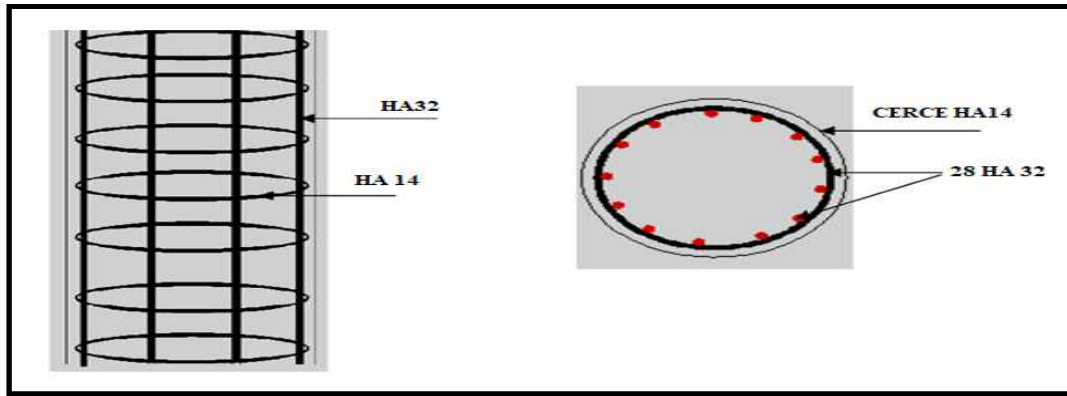


Figure XIII.4. Schéma de ferrailage de pieux.

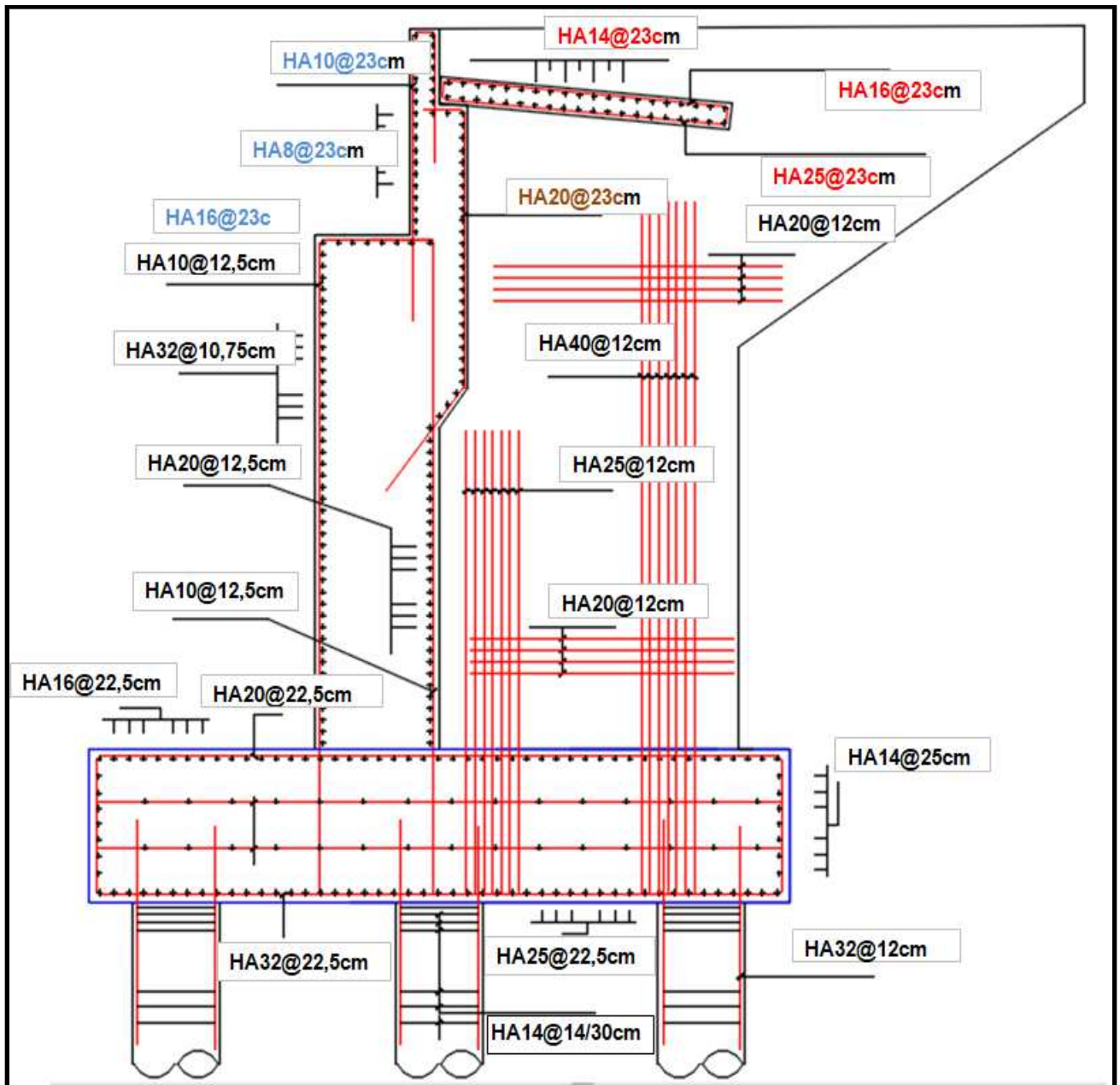


Figure XIII.5. Ferrailage des éléments de la culée

### XIII.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

➤ **Vérification des contraintes au niveau du MGG :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}X}{I_1} < 0.6f_{c28} = 27\text{MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n M_{ser}(X - c')}{I_1} < \overline{\sigma}_{sc} = 250\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser}(d - X)}{I_1} < \overline{\sigma}_{st} = 250\text{MPa}$$

Nous devons d'abord résoudre l'équation suivante :  $\frac{b}{2}X^2 + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$ .

Et ensuite déduire :  $I_1 = \frac{b}{3}X^3 + A'_s(X - c')^2 + nA_s(d - X)^2$ .

Avec :  $H=0,65\text{m}$  ;  $d = 0,9H=0,59\text{m}$  ;  $b=1\text{m}$  (un mètre linéaire) ;  $n=16$  ;  $A_s=9.5\text{cm}^2$  ;  
 $A'_s=3.17\text{cm}^2$  ;  $c = 7\text{cm}$  ;  $M_{Service} = 0.13\text{MN.m/ml}$

On trouve  $X = 11.78 \text{ cm}$  Et  $I_1 = 3.93 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.89 < 0.6f_{c28} = 27\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma_{sc} = 25.26 < \overline{\sigma}_{sc} = 250\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma_{st} = 249.6 < \overline{\sigma}_{st} = 250\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

➤ **Vérification des contraintes au niveau de la dalle de transition :**

Les conditions à vérifier sont les mêmes que celles mentionnées lors de la vérification des contraintes au niveau du MGG, avec :

$H=0,3\text{m}$  ;  $d = 0,9H=0,27\text{m}$  ;  $b=1\text{m}$  (un mètre linéaire) ;  $n=16$  ;  $A_s=24.2\text{cm}^2$  ;  
 $A'_s = 8,10 \text{ cm}^2$  ;  $c = 7\text{cm}$  ;  $M_{Service} = 0.12\text{MN.m/ml}$

On trouve  $X = 10.77 \text{ cm}$  Et  $I_1 = 1.438 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = 9.74 < 0.6f_{c28} = 27\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma_{sc} = 54.51 < \overline{\sigma}_{sc} = 250\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

$$\sigma_{st} = 234.87 < \overline{\sigma}_{st} = 250\text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'Effort tranchant au niveau de la dalle de transition :**

$V_u = 161.46 \text{ KN/ml}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{161.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.598 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = \inf [4\text{MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 3\text{MPa} \text{ (fissurations préjudiciable)}$$

$\tau'_u > \tau_u$  condition vérifié.



***Conclusion***

# CONCLUSION GENERALE

---

## CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur, c'est même une bonne occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Notre projet, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un pont, mais aussi à comment appliquer correctement tous les règlements (, B.A.E.L, R.P.O.A ...etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (Robot, Auto CAD, ... etc.)

Nous avons pu voir les méthodes de calcul manuel et automatique (Logiciel) dans plusieurs chapitres de ce projet, ainsi que comparer entre ces deux méthodes vis-à-vis des résultats obtenus par chacune d'entre elle.

En fin, ce projet de fin d'études a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une occasion d'entrevoir le milieu professionnel.



***Bibliographique***

## Références bibliographique

---

.SIDNEY M.JOHNSON, " Dégradation, entretien et réparation des ouvrages du génie civil", Editions Eyrolles, 1969.

.Boukhezar, M. (2009). Thèse de magister "REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POUTRES AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES". Université MOHAMED. BOUDIAF Oran.

.MARC MAMILLAN, " Restauration des ouvrages et des structures ", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1983.

.Maizi Ibtissam ,Benjoudi Mouslam, mémoire de master II « réhabilitation de structures en béton armé » , université 08 Mai 1945 Guelma , Année 2013.

.Dr.OUZAA.KH, réhabilitation des structures, 2004. Université MOHAMED. BOUDIAF Oran.

.BARTHELEMY, J., Matériaux composites, Edition Le Moniteur, 1999.

.«Les techniques de réhabilitation et renforcement des structures ». Université Mentouri, Constantine

.D.G.HERMES, matériaux composites, 5eme édition, 2005.

.Dr. Ouzaa Kheira «réhabilitation des structures », Université MOHAMED BOUDIAF Oran, Année 2015.

.Abidine, O. E. (2016). Mémoire de Master "RENFORCEMENT DU BETON PAR MATERIAUX COMPOSITE". Université de Tébessa: Ould El Hacem Zein El Abidine.

.J.M. BERTHELOT, matériaux composites: comportement mécanique et analyse des structures, 2002. l'université de Toulouse-Le Mirail.

.Projet de La société S&P Clever Reinforcement Company AG-France année 2013.

.Projet de La société S&P Clever Reinforcement Company AG-France année 2017.

.Document CIMOTA : travaux de renforcement de structures.2019.

.Document COTITA – Prise en compte des Risques Sismiques pour les Ouvrages d’Art.2013

.BENRADOUANE MOSTAPHA , Cours béton armé ENSTP 2018.

.Calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Bareš DUNOD Paris 1966.CHARLES MASSONNET et RICHARD BAREŠL.

.Mr AMUIER, Cours de béton précontraint 4eme année, ENSTP.

.Henry THONIER, Le béton précontraint aux états limite. Université Paris Sud 1992.

## Références bibliographique

---

.Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté. 2007.

.Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Garde-Corps. 1997.

.intitulé du site web, [http : // www.setra.equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr), joint de chaussée de pont routes

### **THESES :**

-Thèse d'ouvrage d'art ENSTP présentée par KHABER Tarik et TAMENDJARI Nabil promotion 2013.

-Thèse d'ouvrage d'art ENSTP présentée par Rafik BALLA et Massinissa REDDAD promotion 2017.

-Thèse d'ouvrage d'art ENSTP présentée par KRELIFA Tarek et KALECHE Khalid promotion 2018.

### **REGLEMENTS :**

-Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Ministère Des Travaux Publics. 2008.

-Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA.

-BAEL 91 révisé 99.

-Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR.



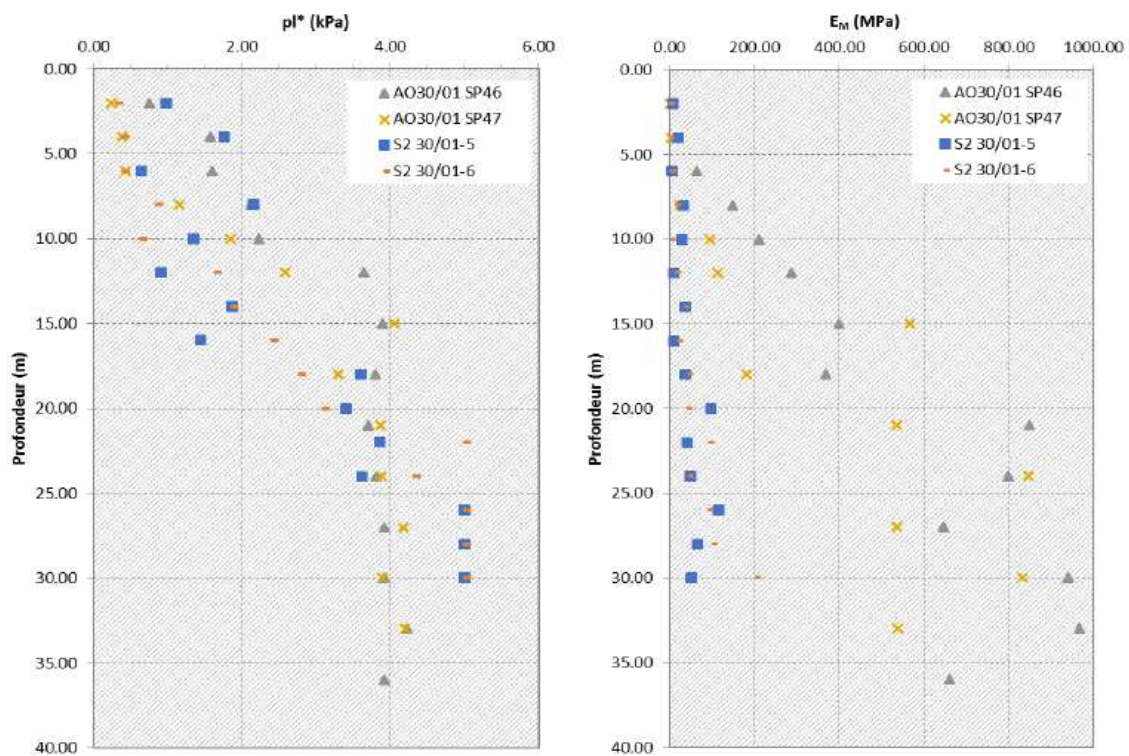
***Annexe A***

# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

## Essais de l'enquête avec carottage ou un sondage pressiométrique menées dans les environs.

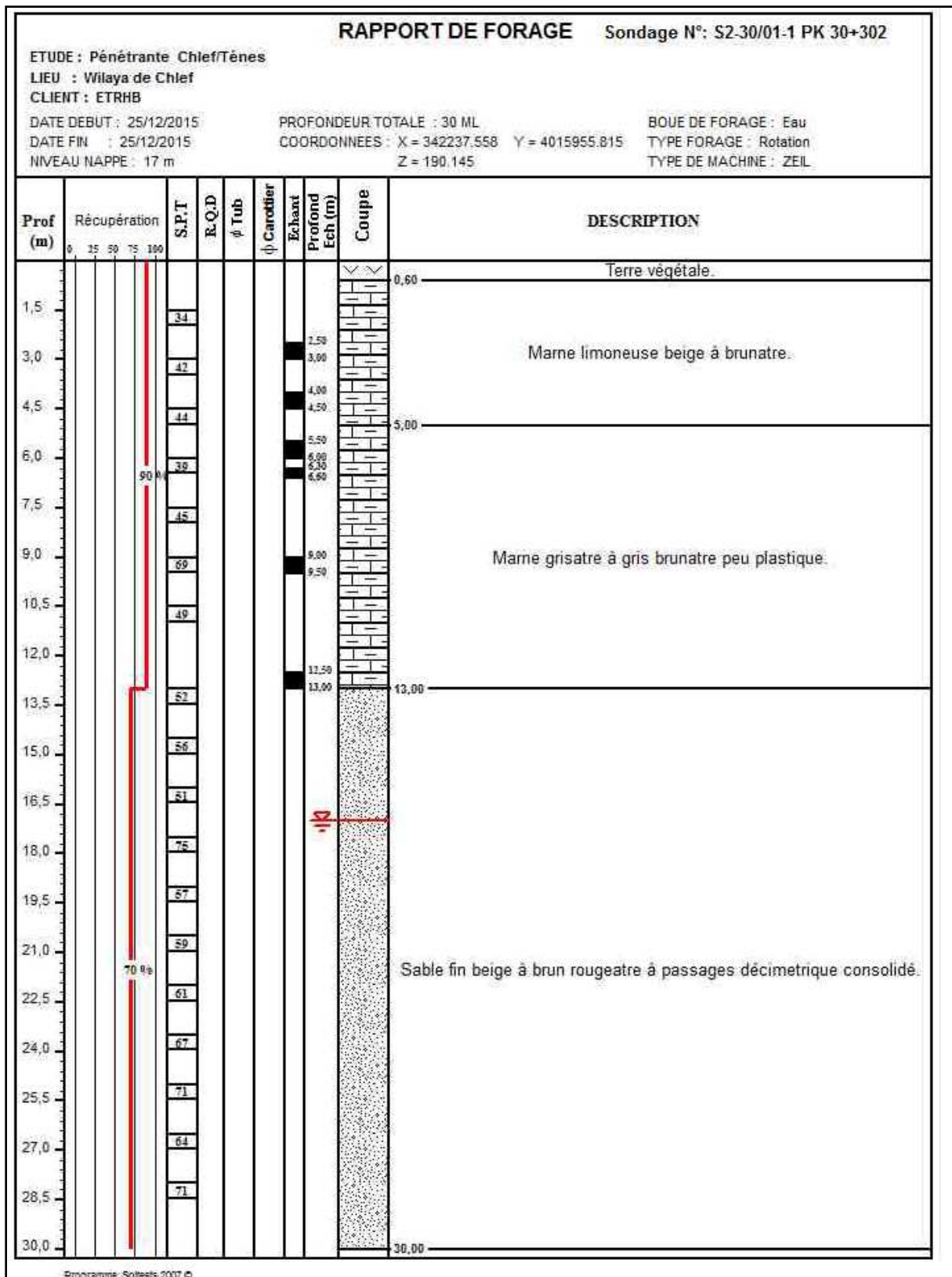
Désignation	Coordonnées UTM	Quota de l'altimétrie (Z)	Profondeur (m)	Essais SPT	Essais Pressiom. (*)	E.I.
SC25	X=342224.7502; Y=4015882.8112	Il n'y a pas des résultats				
SP46	X=342230.9046; Y=4015974.4505	--	40.00	-	14	-
SP47	X=342217.8570; Y=4015784.7914	--	40.00	-	13	-
S2 30/01-1	X=342237.558; Y=4015955.815	190.145	30.00	18	-	1
S2 30/01-2	X=342218.835; Y=4015916.413	189.025	30.00	-	12	1
S2 30/01-3	X=342233.040; Y=4015889.525	--	30.00	-	12	4
S2 30/01-4	X=342212.964; Y=4015851.448	181.670	30.00	19	-	2
S2 30/01-5	X=342228.487; Y=4015822.680	193.412	30.00	-	15	1
S2 30/01-6	X=342209.761; Y=4015783.272	199.542	30.00	-	15	1

### Évolution en profondeur de $p_l^*$ et $E_m$ .



# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

## Résultats du sondage carotté S2 30/1-1 Pk-30+302



ABDELLAH MAHDJOUBI ADIL  
 AIT SAADA CHAABANE

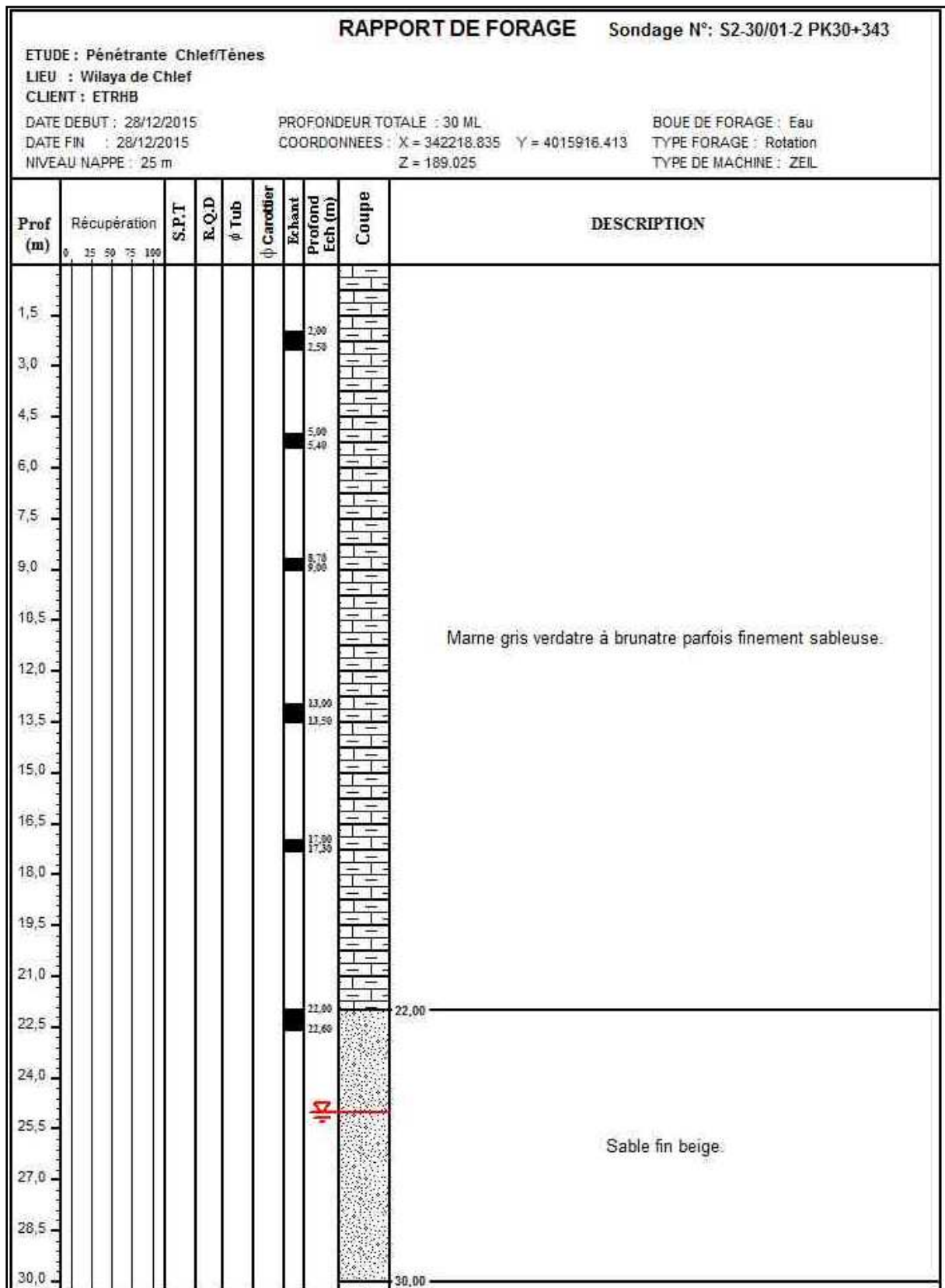


# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE



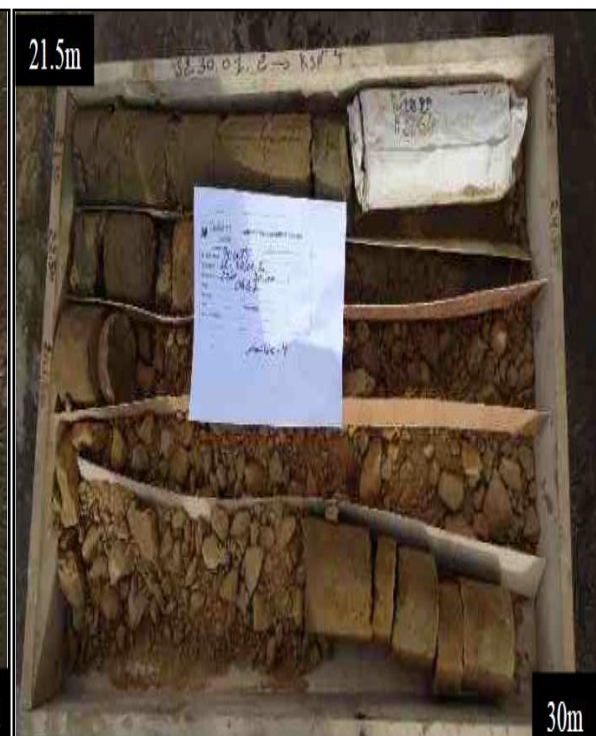
# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

## Résultats du sondage carotté S2 30/1-2 Pk-30+343



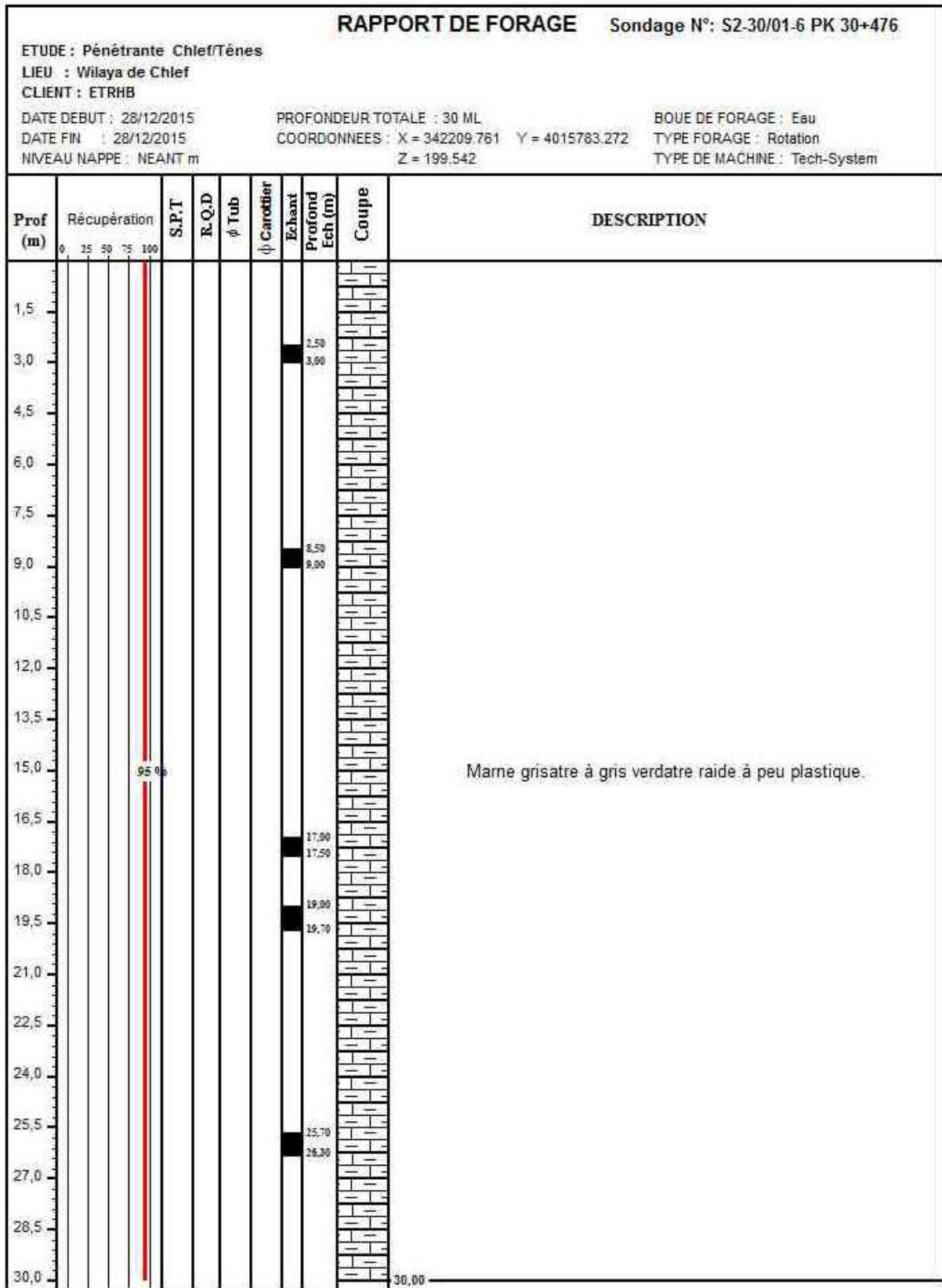
ABDELLAH MAHDJOUBI ADIL  
AIT SAADA CHAABANE

# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE



# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

## Résultats du sondage carotté S2 30/01-6 PK 30+476



ABDELLAH MAHDJOUBI ADIL  
AIT SAADA CHAABANE

# ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE



ABDELLAH MAHDJOUBI ADIL  
AIT SAADA CHAABANE

## ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

**Efforts de calcul e efforts résistantes en compression d'accord F62-V (2012) – Tablier 2**

Support	Efforts Agissants (kN)			Charge Résistante (kN)			Q/s		
	Combinaisons Fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme	Combinaisons fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme	Combinaisons fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme
C1	6 409	4 751	8 055	7 681	5 872	8 961	1.2	1.3	1.1
P1	5 316	3 938	6 752	6487	4 808	7 568	1.2	1.2	1.1
P2	5 318	3 939	6 869	6968	4 801	8 129	1.3	1.2	1.2
P3	5 200	3 852	6 751	8938	6 556	10 428	1.7	1.7	1.5
P4	5 108	3 784	6 367	7018	4 846	8 188	1.4	1.3	1.3
C2	5 676	4 209	6 260	7018	4 846	8 188	1.2	1.2	1.3

**Efforts de calcul et efforts résistantes en traction d'accord F62-V (2012) – Tablier 2**

Support	Efforts Agissants (kN)			Charge Résistante (kN)			Q/s		
	Combinaisons fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme	Combinaisons fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme	Combinaisons fondamental	Combinaisons d'actions rares	Combinaisons accidentelles – Séisme
C1	-	-	2 071	-	-	5 414	-	-	2.6
P1	-	-	2 152	-	-	3 711	-	-	1.7
P2	-	-	2 186	-	-	2 806	-	-	1.3
P3	-	-	2 121	-	-	4 928	-	-	2.3
P4	-	-	1 783	-	-	2 860	-	-	1.6
C2	-	-	850	-	-	2 860	-	-	1.4



***Annexe B***

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

### CALCUL TRANSVERSAL :

#### 1. Tableaux du coefficient K :

Théta=0.626		Alfa=0 => K0								
y \ e	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,2530	0,6581	1,0487	1,3735	1,5196	1,3735	1,0487	0,6581	0,2530
b/4		-0,2288	0,1878	0,6064	1,0169	1,3735	1,5708	1,5023	1,2859	1,0305
b/2		-0,5223	-0,1654	0,2043	0,6064	1,0487	1,5023	1,8768	2,0720	2,1936
3b/4		-0,7227	-0,4544	-0,1654	0,1878	0,6581	1,2859	2,0720	2,9399	3,7687
b		-0,8953	-0,7227	-0,5223	-0,2288	0,2530	1,0305	2,1936	3,7687	5,6486

Théta=0.626		Alfa=1 => K1								
y \ e	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7674	0,8708	0,9980	1,1347	1,2103	1,1347	0,9980	0,8708	0,7674
b/4		0,5530	0,6537	0,7841	0,9518	1,1347	1,2599	1,2368	1,1537	1,0717
b/2		0,4075	0,4978	0,6179	0,7841	0,9980	1,2368	1,4288	1,4837	1,4852
3b/4		0,3101	0,3899	0,4978	0,6537	0,8708	1,1537	1,4837	1,7986	2,0154
b		0,2390	0,3101	0,4075	0,5530	0,7674	1,0717	1,4852	2,0154	2,6368

Théta=0.626		Alfa=1 => K $\alpha$								
y \ e	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,4536	0,7410	1,0289	1,2803	1,3990	1,2803	1,0289	0,7410	0,4536
b/4=0.25		0,0761	0,3695	0,6757	0,9915	1,2803	1,4495	1,3987	1,2343	1,0466
b/2=0.5		-0,1597	0,0933	0,3656	0,6757	1,0289	1,3987	1,7021	1,8426	1,9173
3b/4=0.75		-0,3199	-0,1251	0,0933	0,3695	0,7410	1,2343	1,8426	2,4948	3,0849
B=1.0		-0,4529	-0,3199	-0,1597	0,0761	0,4536	1,0466	1,9173	3,0849	4,4740

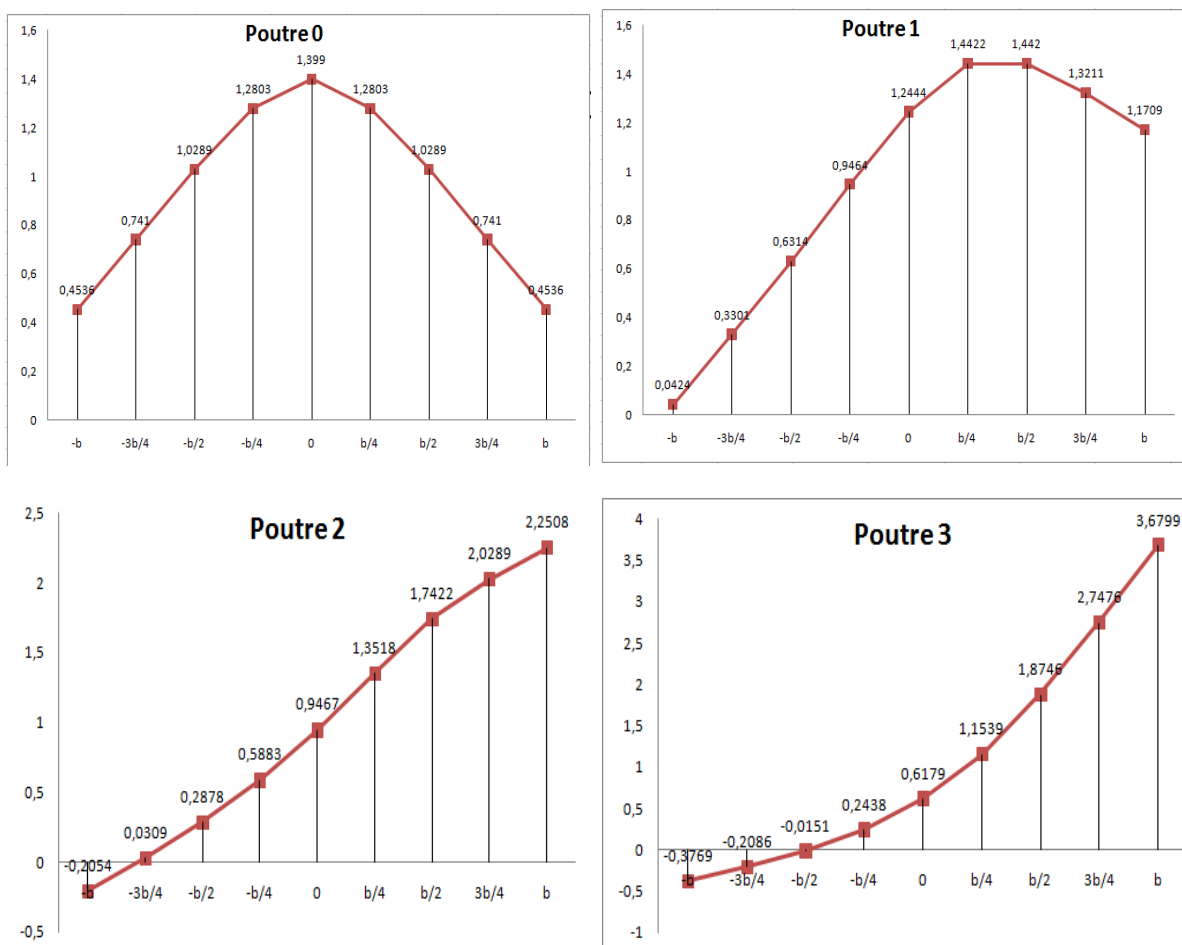
#### 2. Valeurs de K $\alpha$ pour chaque poutre :

Pour passer aux positions réelles des poutres, nous utiliserons l'interpolation linéaire entre leurs positions actives données précédemment, et les positions y des bandes étudiées.

Théta=0.626		Alfa=1 => K $\alpha$								
Pi	Px	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 0	0.0	0,4536	0,7410	1,0289	1,2803	1,3990	1,2803	1,0289	0,7410	0,4536
Poutre 1	1.768	0,0424	0,3301	0,6314	0,9464	1,2444	1,4422	1,4420	1,3211	1,1709
Poutre 2	3.536	-0,2054	0,0309	0,2878	0,5883	0,9467	1,3518	1,7422	2,0289	2,2508
Poutre 3	5.304	-0,3769	-0,2086	-0,0151	0,2438	0,6179	1,1539	1,8746	2,7476	3,6799

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

### 3. Lignes d'influences de $K_a$ pour chaque poutre :



### 4. Disposition des surcharges.

Type de chargement	Positions
Le système A(L)	Sur la largeur chargeable
Le système Bc	partir 25 cm des bords de la largeur chargeable
Bt	À partir de 50 cm des bords de la largeur chargeable
Mc120	Au moins 50 cm des bordures
D240	Au moins 1.9 m des bords de la largeur chargeable

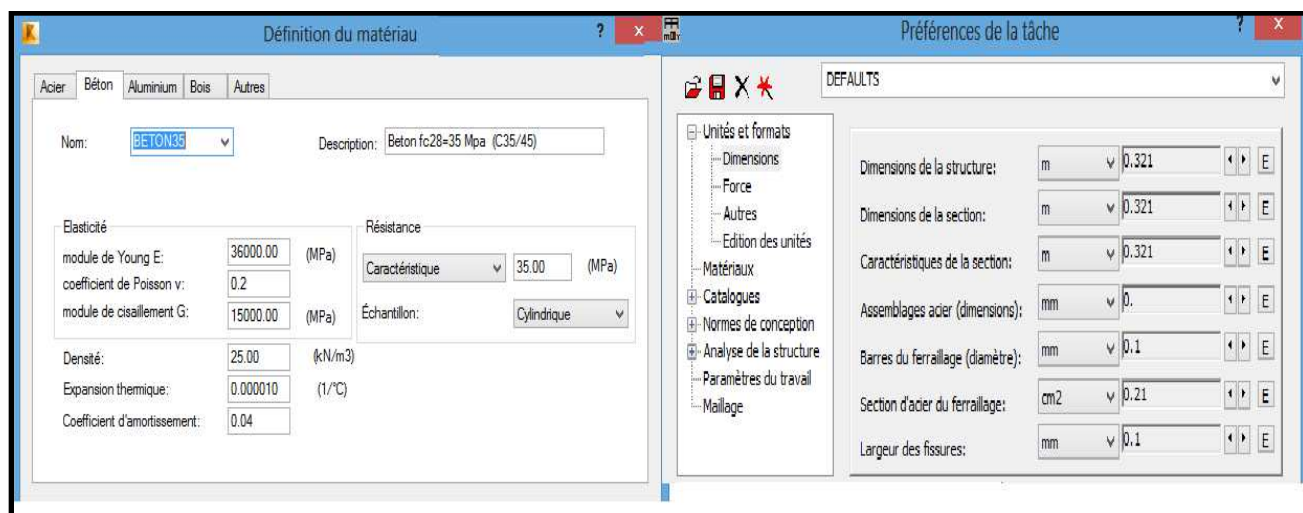
## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

Valeurs des moments fléchissant réels :

surcharge	M <sub>0</sub> (KN)	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
		k	M <sub>réel</sub>	k	M <sub>réel</sub>	k	M <sub>réel</sub>	k	M <sub>réel</sub>
A(L) <sub>2</sub>	1364,7	1,1209	1529,7	1,3025	1777,5	0,9761	1332,1	0,9059	1236,3
S <sub>t</sub>	42,2	0,7743	32,7	1,3589	57,3	2,0703	87,4	2,8683	121,0
Bc <sub>2</sub>	1131,35	1,0943	1238,0	1,1946	1351,5	1,1705	1324,2	1,1723	1326,3
Bt <sub>2</sub>	909,19	1,1434	1039,6	1,242	1129,2	1,1505	1046,0	1,0881	989,3
Mc <sub>120</sub>	1238,38	1,1051	1368,5	1,1856	1468,2	1,2125	1501,5	1,2027	1489,4
D <sub>240</sub>	1980,2	1,1902	2356,8	1,2461	2467,5	0,9798	1940,2	0,8075	1599,0

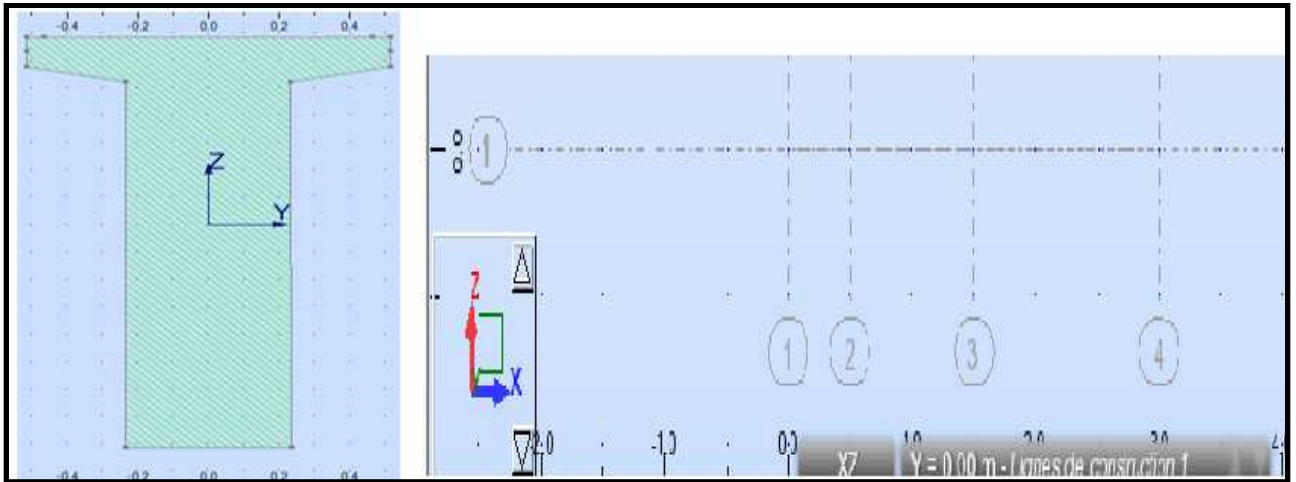
### LES ETAPES DE LA MODELISATION :

- Effectuer le réglage des unités et des caractéristiques du matériau

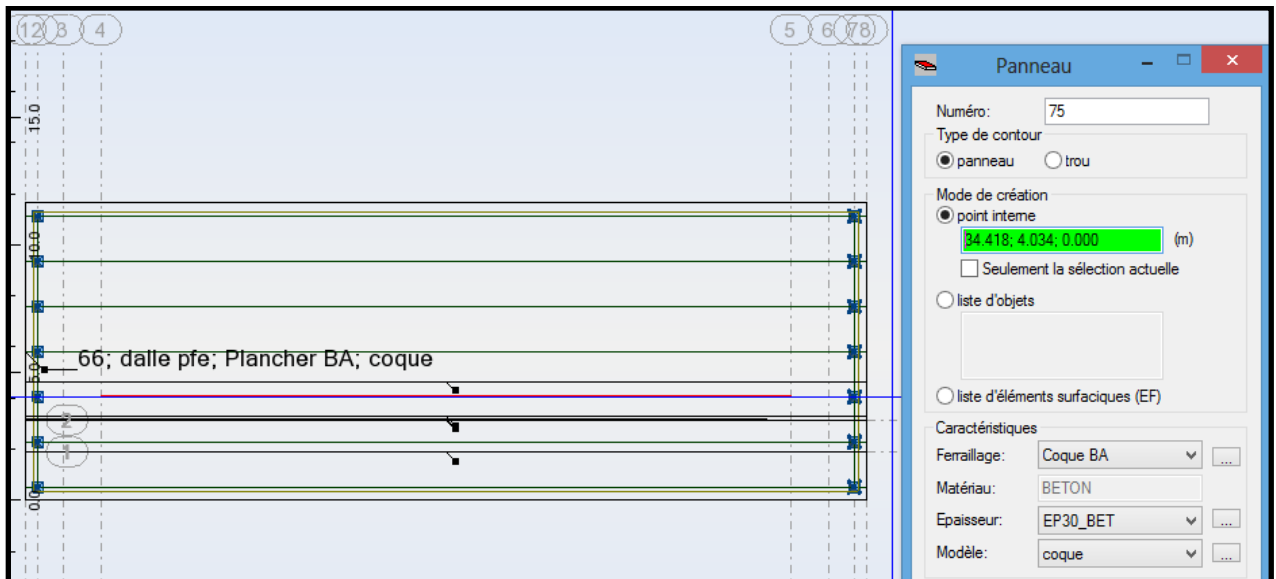


- Poser les lignes de construction pour la modélisation et présenter les poutres en Barres et en Importe les sections transversales des poutres d'AUTO-CAD sous forme d'un fichier DXF et les introduire dans le catalogue des profilés.

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

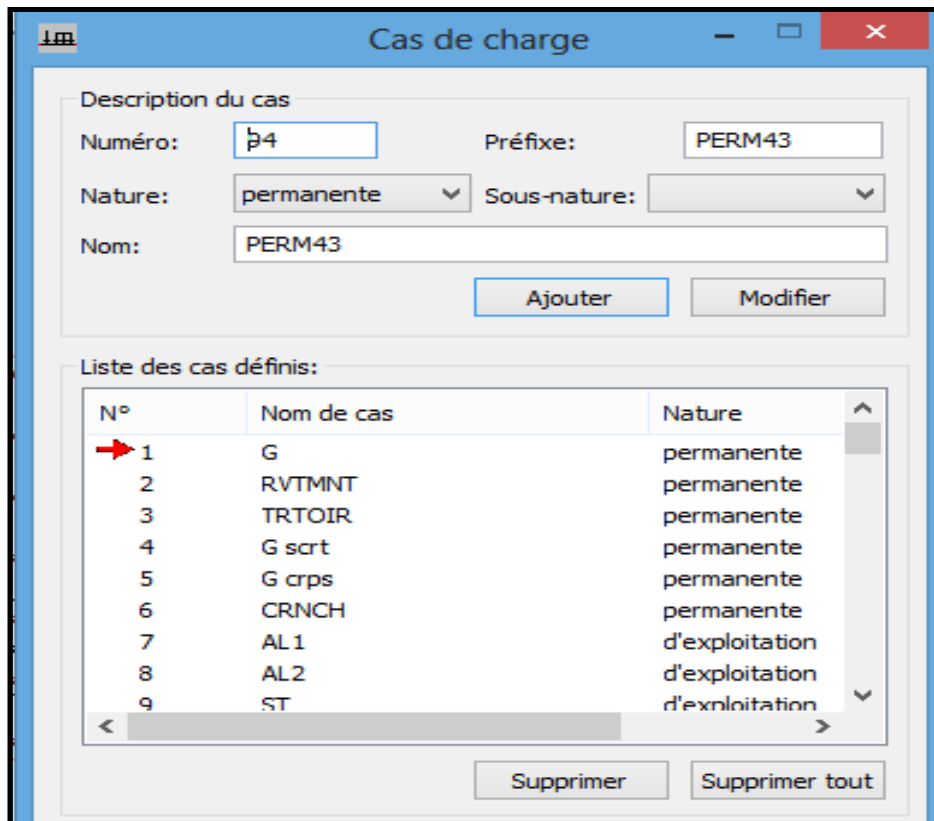


- Définir les appuis (appuis simple et double) de par et d'autre des barres et dessiner un panneau pour introduire l'hourdis.



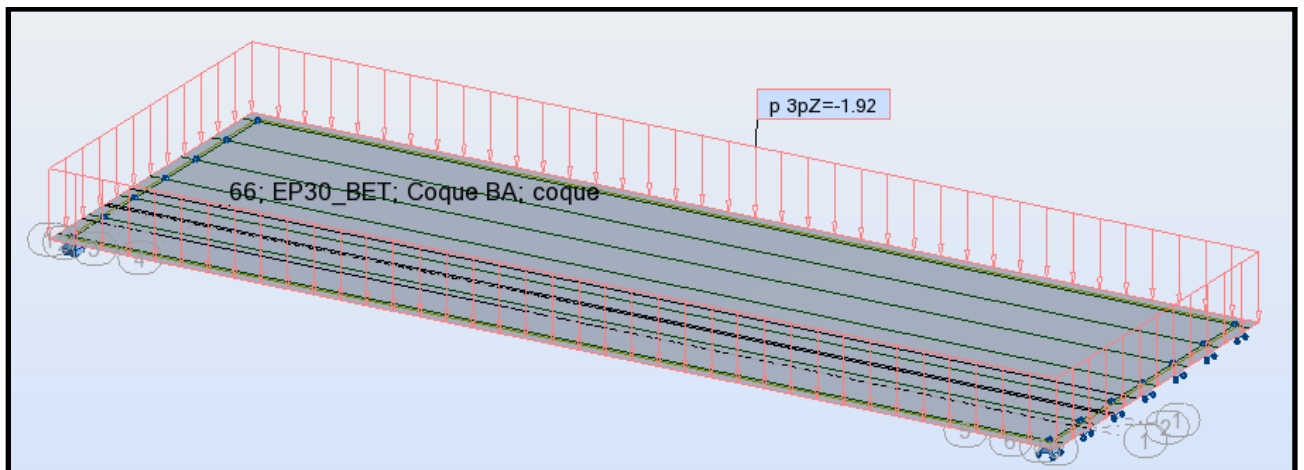
- Introduire les cas de charges.

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION



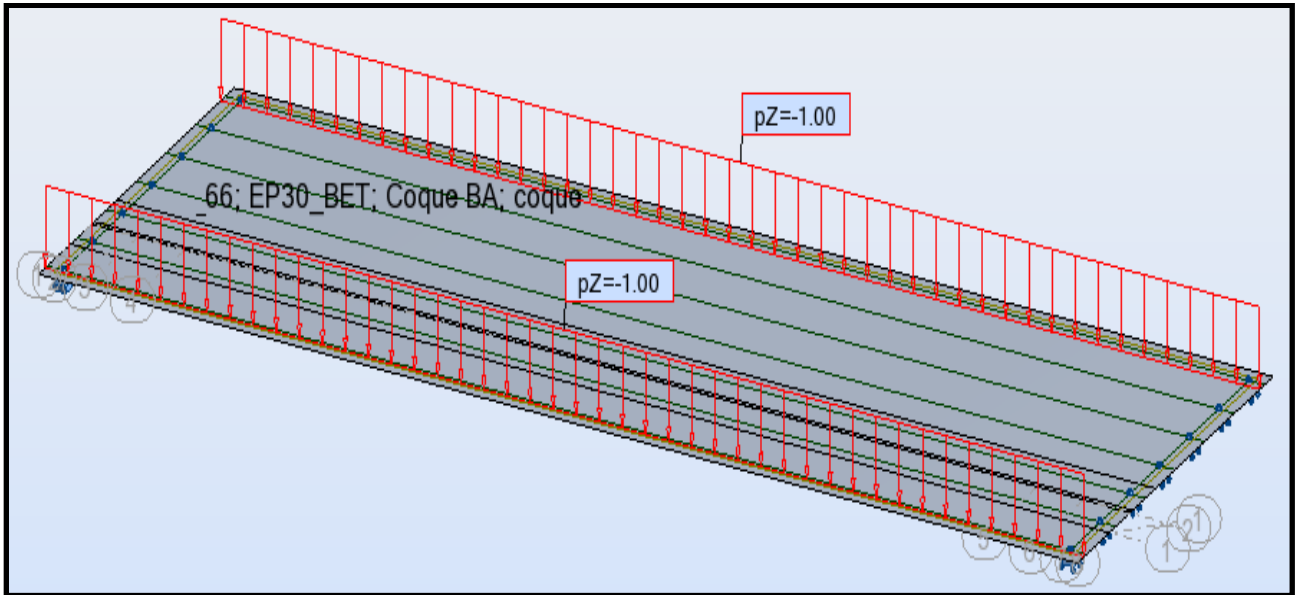
- Définir les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.

### Cas de poids propre de revêtement (charge surfacique uniforme)



### Cas de charge de poids propre de corniche (charge linéaire)

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

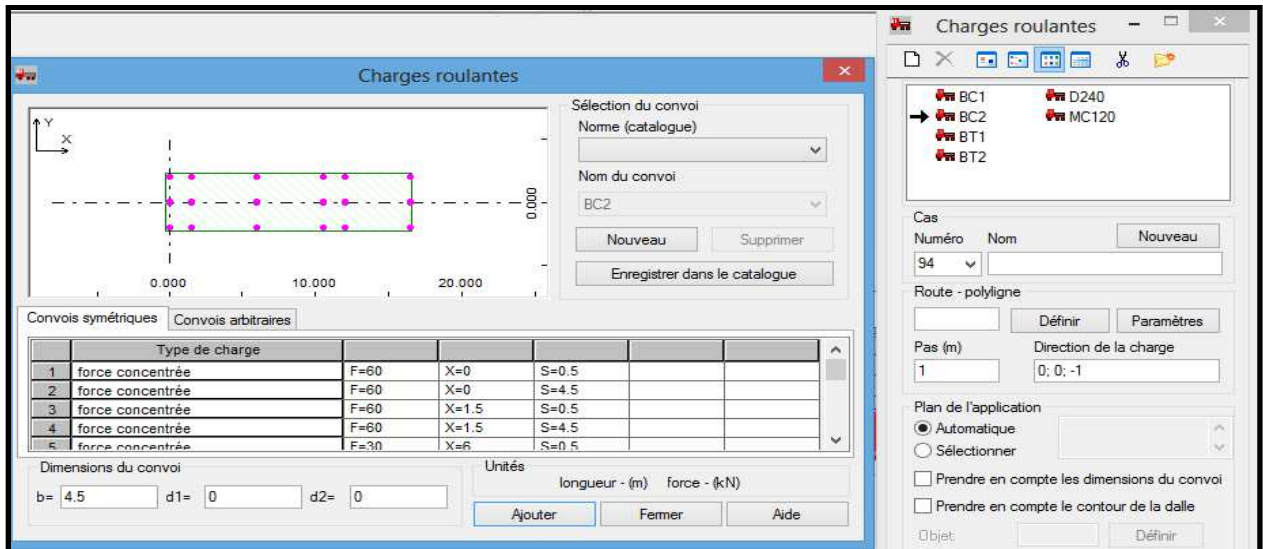


**Tableau de chargement final**

Cas	Type de charge	Liste											
1:G	poids propre	1A35 66A68	Structure enti	-Z	Coef=1.00	MEMO:							
4:G scrt	(EF) linéaire 2p (3D)		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-1.00	MX1=0.0	MY1=0.0	MZ1=0.0	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-1.00	MX2=0.0	MY2=0.0
4:G scrt	(EF) linéaire 2p (3D)		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-1.00	MX1=0.0	MY1=0.0	MZ1=0.0	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-1.00	MX2=0.0	MY2=0.0
6:CRNCH	(EF) linéaire 2p (3D)		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-3.47	MX1=0.0	MY1=0.0	MZ1=0.0	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-3.47	MX2=0.0	MY2=0.0
6:CRNCH	(EF) linéaire 2p (3D)		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-3.47	MX1=0.0	MY1=0.0	MZ1=0.0	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-3.47	MX2=0.0	MY2=0.0
3:TRTOIR	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-6.25	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
3:TRTOIR	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-6.25	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
5:G crps	(EF) linéaire 2p (3D)		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-1.00	MX1=0.0	MY1=0.0	MZ1=0.0	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-1.00	MX2=0.0	MY2=0.0
9:ST	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-1.50	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
2:RVTMINT	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-1.92	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
7:AL1	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-8.33	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
8:AL2	(EF) surfacique 3p (conto 66		PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-8.33	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=0.0	PX3=0.0	PY3=0.0	PZ3=0.0	N1X=0.0	N1Y=0.0
*													

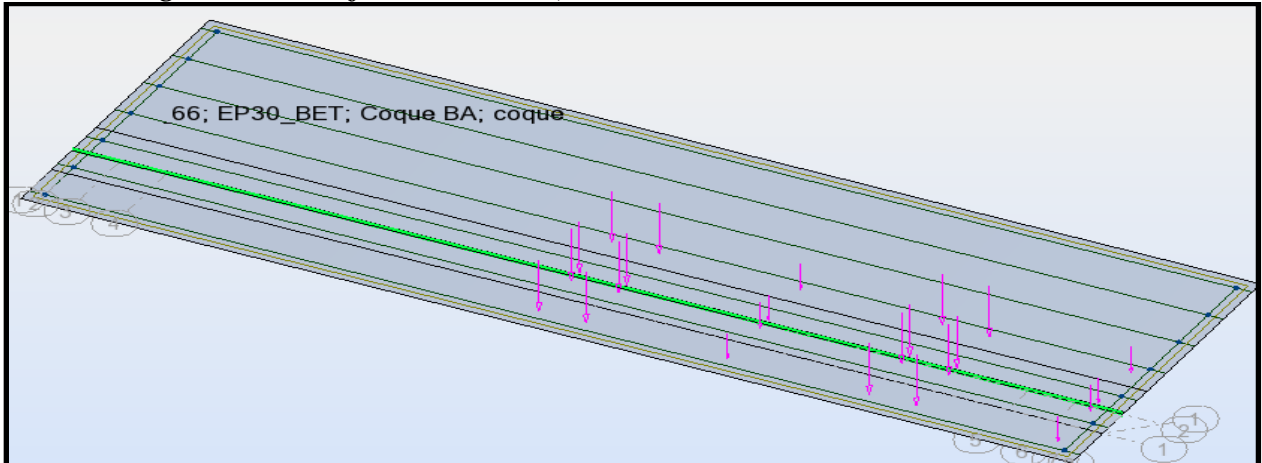
- Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants (bt, bc et  $\delta$ ). Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

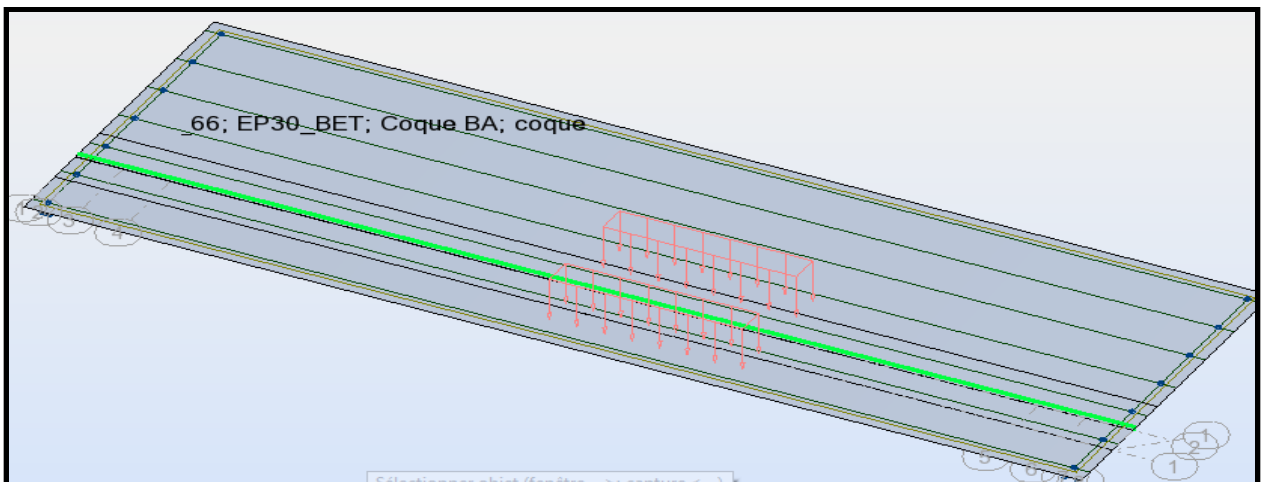


- Affectation l'axe des charge roulant

*Cas de charge camion bc (force concentre)*



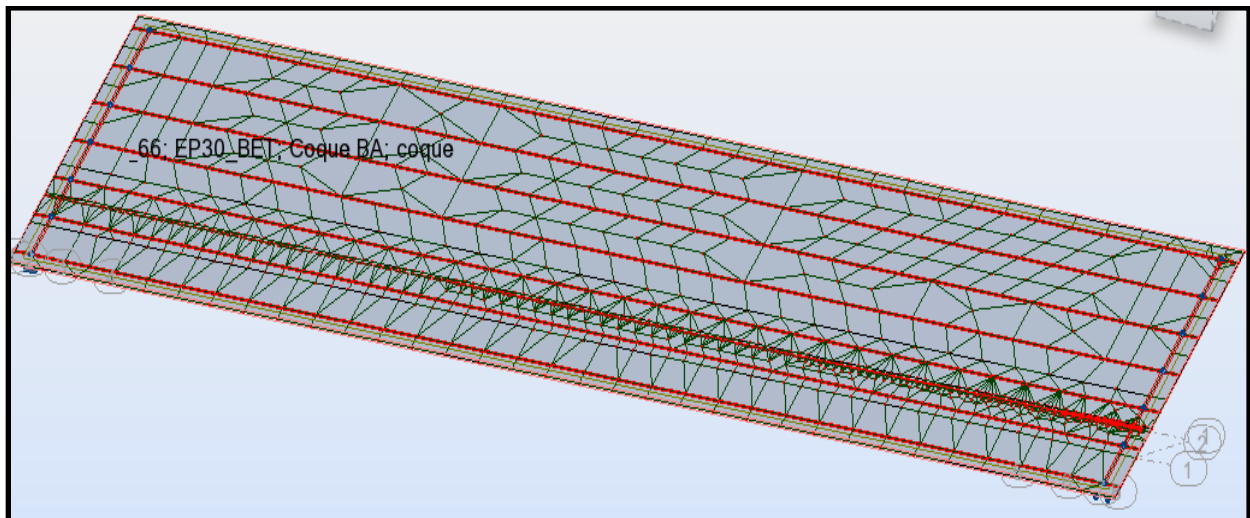
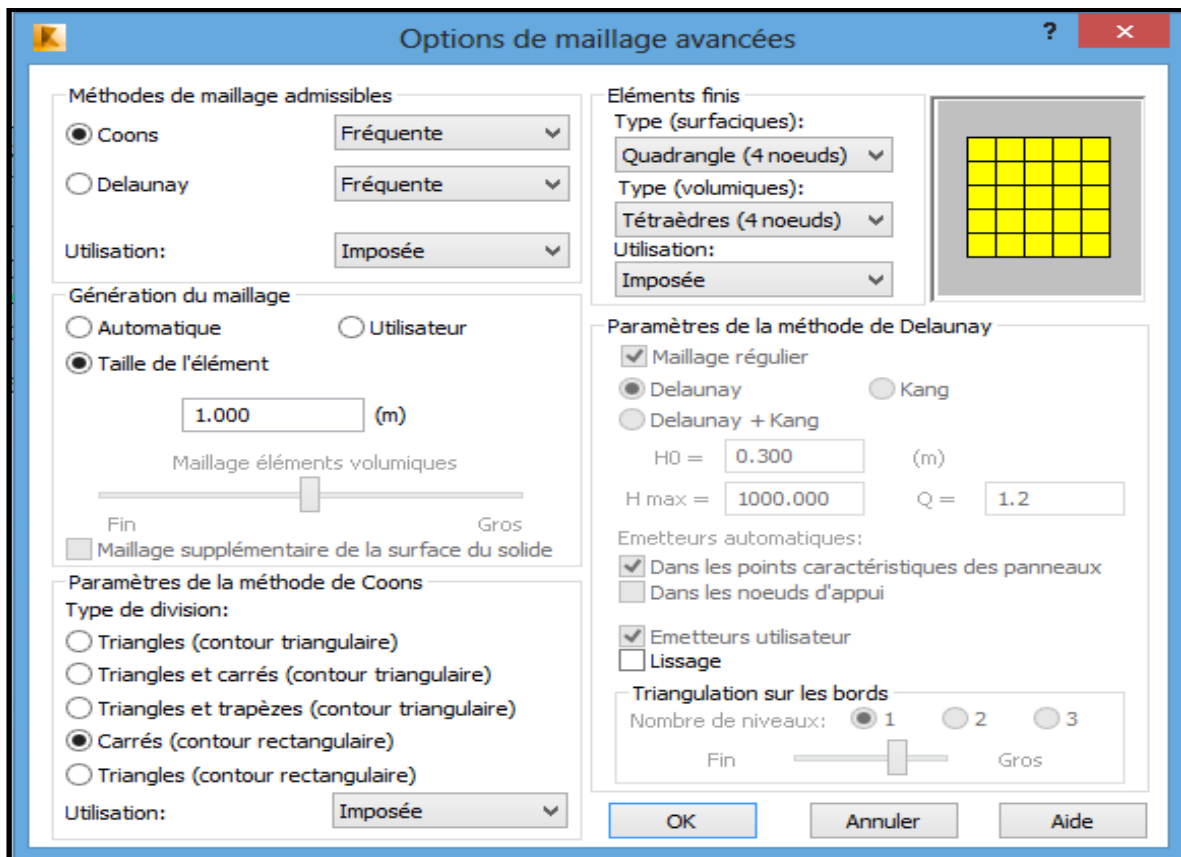
*Cas de charge de convoi MC120(charge surfacique uniforme)*



- on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant

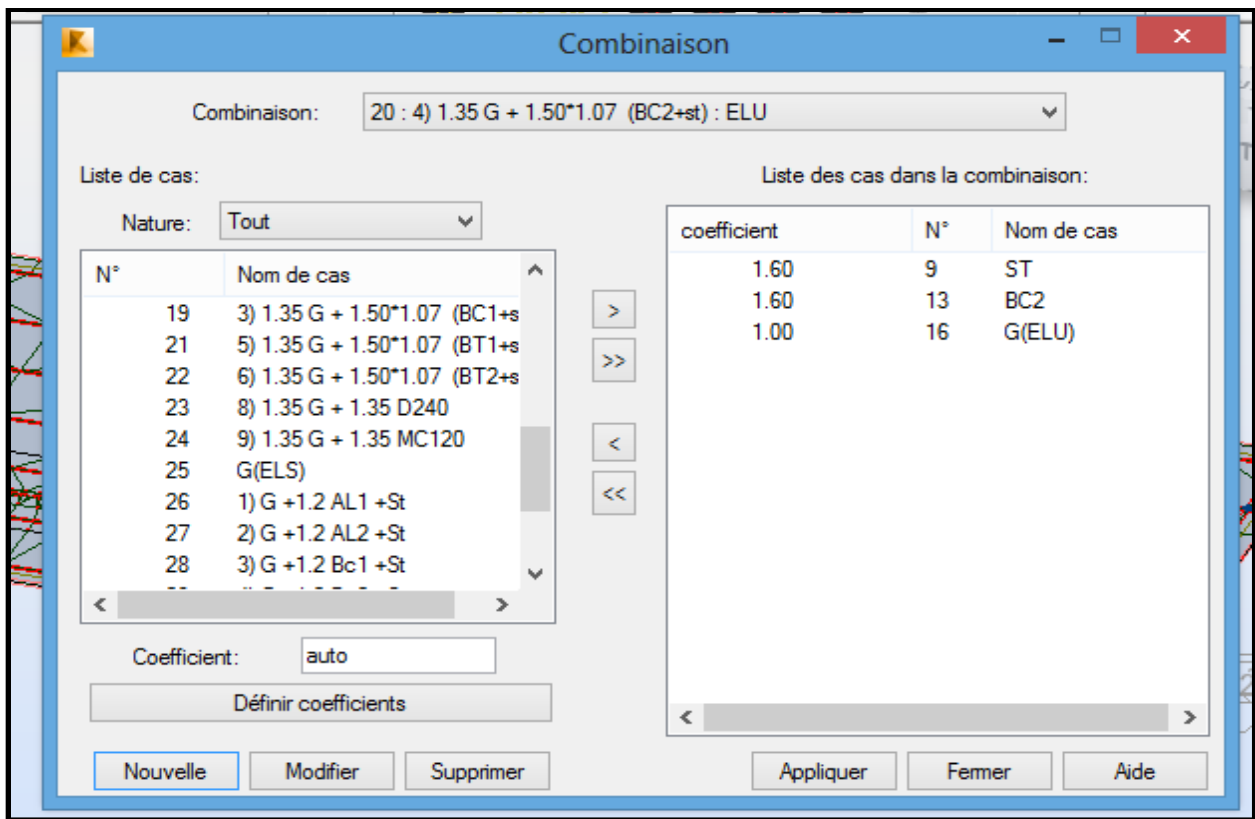
## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

un temps de calcul acceptable.

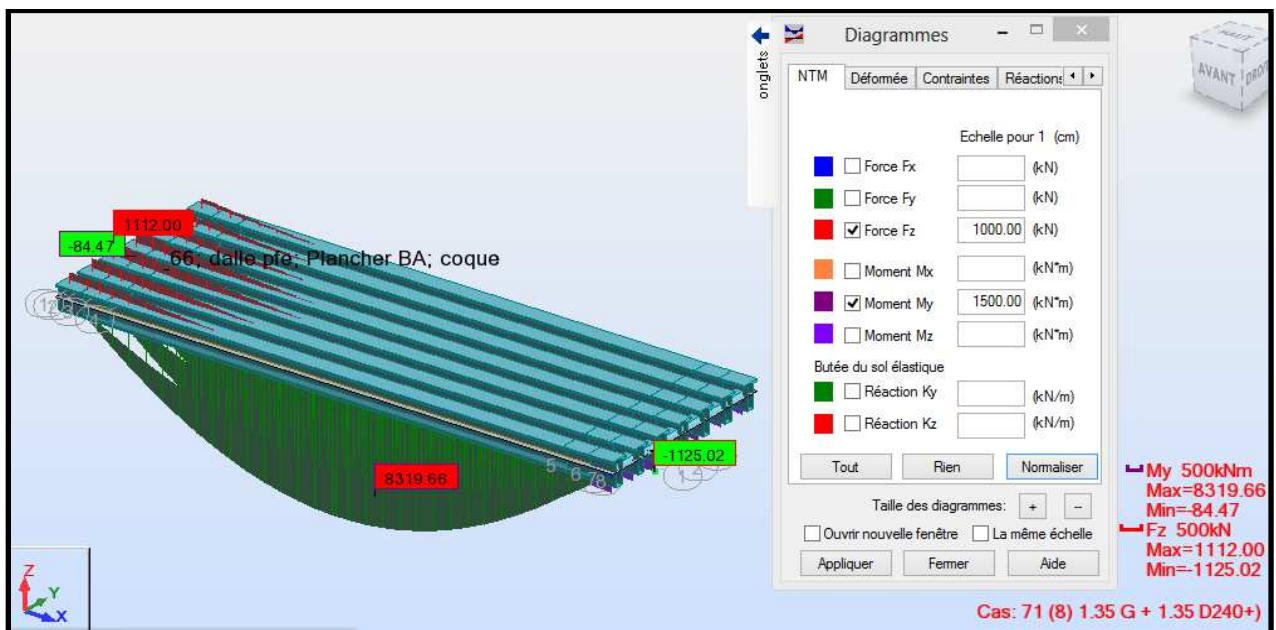


## ANNEXE B. : CALCULE DES SOLLICITATION

- Faire les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS :



- Visualiser les résultats avec l'option « Diagramme des barres » pour les sollicitations au niveau des poutres et « Cartographie panneau » pour les sollicitations sur l'hourdis.



**L'effort maximum a ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240**



***Annexe C***

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

### 1. LES DONNES

Câble	T15		H (P)	1.5	m
Nbr Toron	12		H(P+D)	1.75	m
Ap 1 Toron	140	mm <sup>2</sup>	Lpoutre	33.4	m
Ap 1 Toron (m <sup>2</sup> )	0.00014	m <sup>2</sup>	L porté	32.4	m
Ap (mm <sup>2</sup> ) =	0.001680	m <sup>2</sup>	Npoutres	7	
fprg =	1860	MPa	Edalle	0.25	m
Fp0=	206.1	kn	Ec	0.03	m
fpeg =	1488	MPa	λ =	1.768	m
D gaine =	0.08	m	LT.cm =	1.03	m
f =	0.18	(rd <sup>-1</sup> )	bAbout =	0.47	m
φ =	0.002	(m <sup>-1</sup> )			
g =	6	mm			
μ0=	0.43				
ρ1000h=	2.5				
Ep =	190000	MPa			
fe	500	MPa			
sigma S	434.783	MPa			

Agrément Technique Européen n° 06/0226				Page 36 de 58			
T <sub>m</sub>	D	S	F <sub>pk</sub>	M	F <sub>p0.1%</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>o</sub>
MPa	mm	mm <sup>2</sup>	kN	kg/m	kN	kN	N/mm <sup>2</sup>
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D diamètre nominal  
F<sub>pk</sub> valeur caractéristique de la charge maximale (égale à f<sub>pk</sub>·A<sub>p</sub> selon Eurocode 2 ou F<sub>m</sub> selon prEN)  
F<sub>p0.1%</sub> valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%  
F<sub>o</sub> force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : F<sub>o</sub> = Min { 0,8 F<sub>pk</sub> ; 0,9 F<sub>p0.1%</sub> }  
m masse nominale par mètre  
S section nominale  
T<sub>o</sub> contrainte à l'origine correspondante à F<sub>o</sub>  
T<sub>m</sub> contrainte à rupture

Tableau 6. Force maximale sous l'ancrage pour un toron selon Eurocode 2 et prEN 10138-3:2006 (informatif seulement)

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

- Enrobage

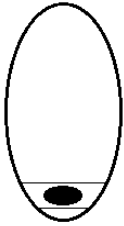
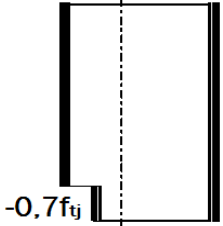
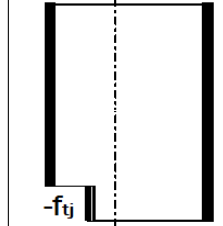
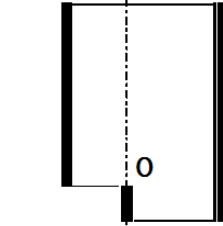
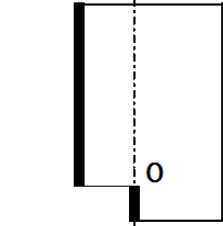
CHAPITRE 10 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES				
Article		BPEL 83	BPEL 91	
10.2.2.3	Couverture	Distance minimale $c$ entre un conduit ou un paquet de conduits d'armatures de précontrainte et un parement.	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4} a \\ \varnothing \\ d \end{cases}$	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4} a \\ \varnothing \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \end{cases}$
10.4.2	Enrobage	Enrobage des armatures passives : - locaux clos sans condensation - aux intempéries, condensation, liquides - action agressive sur paroi non coffrée - à la mer et atmosphère très agressive	1 cm 2 cm 3 cm 4 cm	1 cm 3 cm (2 cm si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ ) 5 cm (3 cm si béton ou aciers protégés)

- Classe de précontrainte

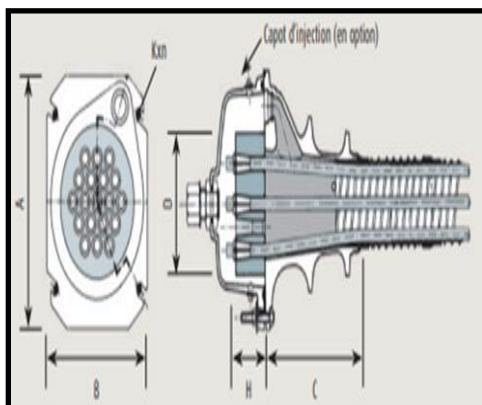
### Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

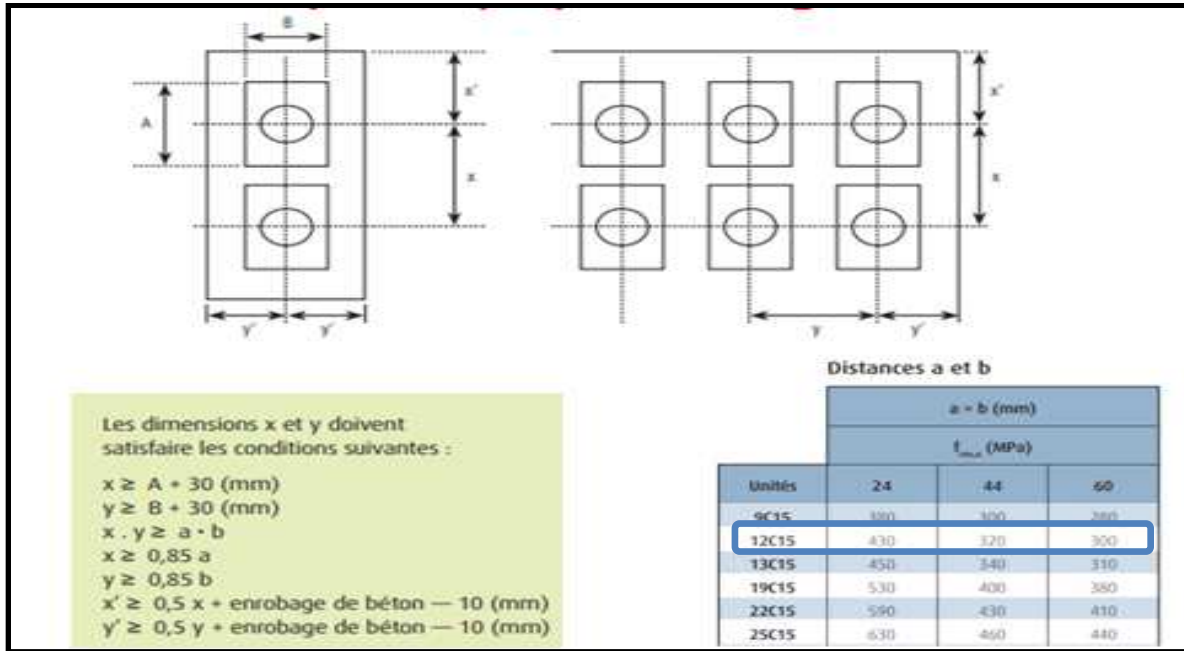
Classe	Exécution	Service						
		Rares		Fréquente		Quasi perm		
<b>Classe II</b>		-1,5 $f_{tj}$	0,6 $f_{ej}$	-1,5 $f_{tj}$	0,6 $f_{ej}$	-1,5 $f_{tj}$	0,5 $f_{ej}$	
								

### 2. plaque d'ancrage :



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES



### 3. Disposition constructive des câbles

- Positions et angles des différents câbles :

Position (m)		0	4	L/4	3L/8	L/2
<b>1er Câble d'about</b>	Yi (m)	0.60	0.18	0.15	0.15	0.15
	$\alpha$ (°)	8.563	2.331	0	0	0
<b>2eme Câble d'about</b>	Yi (m)	1.10	0.36	0.15	0.15	0.15
	$\alpha$ (°)	13.233	6.546	0	0	0
<b>Câble Extrados</b>	Yi (m)	/	1.53	0.32	0.30	0.30
	$\alpha$ (°)	/	24.532	3.546	0	0
<b>Câble Moyen</b>	Yi (m)	<b>0.85</b>	<b>0.69</b>	<b>0.206</b>	<b>0.2</b>	<b>0.2</b>
	$\alpha$ (°)	<b>11.000</b>	<b>11.136</b>	<b>1.182</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

- Les trajectoires des câbles :

Position (m)	0	1	4	5	5.36	6.20	9.23	16.7
<b>1er Câble d'about</b>	rectiligne		parabole			rectiligne		
<b>2eme Câble d'about</b>	rectiligne		parabole				rectiligne	
<b>Câble Extrados</b>			rectiligne		parabole			rectiligne

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

- Angle de relevage du câble  $\beta$  :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1m à partir de son ancrage.

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			0	1	16.7			
<b>C1</b>	33.4-1×2= 31.4	8	0.60	0.46	0.12	0.34	363.06	0.043
<b>C2</b>	33.4-1×2= 31.4	13	1.10	0.87	0.12	0.75	164.52	0.095
<b>C extrados</b>	33.4-4×2-1×2=23.4	25	1.53	1.03	0.3	0.73	93.29	0.125

- Les caractéristiques géométriques nettes :

	x=0		x=4 cable extrados		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
<b>H (m)</b>	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
<b>B<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.77	1.21	0.74	1.06	0.50	0.94	0.50	0.94	0.50	0.94
<b>v<sub>n</sub> (m)</b>	0.68	0.64	0.55	0.59	0.64	0.53	0.64	0.53	0.64	0.53
<b>v<sup>2</sup><sub>n</sub> (m)</b>	0.82	1.11	0.95	1.16	0.86	1.22	0.86	1.22	0.86	1.22
<b>I<sub>nG</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.16	0.35	0.20	0.31	0.13	0.27	0.13	0.27	0.13	0.27
<b><math>\rho</math> (%)</b>	38.08	40.64	52.32	42.26	48.40	44.71	48.37	44.67	48.37	44.43

- Les caractéristiques géométriques homogènes :

	x=0		x=4 cable extrados		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
<b>H (m)</b>	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
<b>B<sub>h</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.78	1.23	0.748	1.077	0.504	0.953	0.504	0.953	0.504	0.953
<b>V<sub>h</sub> (m)</b>	0.69	0.65	0.561	0.607	0.649	0.546	0.649	0.548	0.652	0.553
<b>v<sup>2</sup><sub>h</sub> (m)</b>	0.81	1.10	0.939	1.143	0.851	1.204	0.851	1.202	0.848	1.197
<b>I<sub>hG</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.164	0.35	0.2008	0.3066	0.1355	0.2795	0.1355	0.2708	0.1320	0.2708
<b><math>\rho</math> (%)</b>	37.46	39.86	50.971	41.034	48.729	44.620	48.719	43.164	47.397	42.947

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

### 4. Justification de la poutre à l'ELS :

✓ Phase 1 :

		x=0	x=4	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.03	-0.85	0.65	0.66	0.66
MEls		0.00	0.69	1.29	1.62	1.72
P1 (MN)		2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
P2 (MN)		2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
σp (MPa)	σsup	0.00	1.89	6.24	7.82	8.33
	σinf	0.00	-3.30	-8.40	-7.28	-11.23
σP1 (MPa)	σsup	3.22	1.43	-2.53	-2.65	-2.65
	σinf	2.53	5.84	13.99	14.15	14.15
σP2 (MPa)	σsup	3.05	1.35	-2.40	-2.51	-2.51
	σinf	2.39	5.52	13.24	13.39	13.39
σMax (MPa)	σsup	3.22	3.32	3.70	5.18	5.68
	σinf	2.53	2.54	5.59	6.87	2.92
σMin (MPa)	σsup	3.05	3.24	3.84	5.32	5.83
	σinf	2.39	2.22	4.84	6.11	2.16
Condition		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

✓ Phase 2 :

		x=0	x=4	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.03	-0.85	0.65	0.66	0.66
MEls		0	0.694	1.228	1.615	1.72
P1 (MN)		4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
P2 (MN)		4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
σp (MPa)	σsup	0.00	1.89	5.95	7.82	8.33
	σinf	0.00	-3.30	-8.01	-10.54	-7.73
σP1 (MPa)	σsup	6.27	2.79	-4.93	-5.15	-5.15
	σinf	4.92	11.36	27.23	27.54	27.54
σP2 (MPa)	σsup	5.83	2.59	-4.59	-4.80	-4.80
	σinf	4.58	10.58	25.23	25.64	25.64
σMax (MPa)	σsup	6.27	4.68	1.01	2.67	3.18
	σinf	4.92	8.06	19.22	17.00	19.81
σMin (MPa)	σsup	5.83	4.48	1.36	3.03	3.54
	σinf	4.58	7.28	17.34	15.09	17.90
condition		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

✓ Phase 3:

		x=0	x=4	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
<b>e (m)</b>		0.26	0.47	1.01	1.02	1.02
<b>MEls</b>		0.00	2.20	2.24	2.82	3.03
<b>P1 (MN)</b>		6.04	6.00	6.04	6.04	6.04
<b>P2 (MN)</b>		5.35	5.29	5.35	5.35	5.35
<b>σp (MPa)</b>	<b>σsup</b>	0.00	4.23	4.37	5.52	5.98
	<b>σinf</b>	0.00	-8.35	-10.09	-12.74	-13.62
<b>σP1 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2.10	0.22	-5.49	-5.62	-5.68
	<b>σinf</b>	10.01	32.76	32.76	34.30	34.04
<b>σP2 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	1.86	0.92	-0.43	-0.48	-5.03
	<b>σinf</b>	8.87	14.45	30.11	30.38	30.15
<b>σMax (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2.10	4.45	-1.12	-0.10	0.31
	<b>σinf</b>	10.01	24.41	22.67	21.56	20.42
<b>σMin (MPa)</b>	<b>σsup</b>	1.86	5.15	3.94	5.04	0.95
	<b>σinf</b>	8.87	6.10	20.02	17.64	16.53
<b>condition</b>		<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

✓ Phase 4 :

		x=0	x=4	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
<b>e (m)</b>		0.26	0.47	1.01	1.02	1.02
<b>MEls</b>		0	2.64	4.636	5.82	6.21
<b>P1 (MN)</b>		5.53	5.45	5.53	5.53	5.53
<b>P2 (MN)</b>		4.59	4.47	4.59	4.59	4.59
<b>σp (MPa)</b>	<b>σsup</b>	0.00	5.07	9.06	11.38	12.25
	<b>σinf</b>	0.00	-10.00	-20.90	-26.27	-27.90
<b>σP1 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	1.93	0.20	-5.03	-5.15	-5.29
	<b>σinf</b>	9.17	14.90	31.13	31.42	31.38
<b>σP2 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	3.59	1.77	-0.83	-0.91	-4.38
	<b>σinf</b>	7.60	12.21	25.81	26.05	26.02
<b>σMax (MPa)</b>	<b>σsup</b>	1.93	5.27	4.03	6.23	6.97
	<b>σinf</b>	9.17	4.90	10.23	5.14	3.48
<b>σMin (MPa)</b>	<b>σsup</b>	3.59	6.83	8.23	10.46	7.87
	<b>σinf</b>	7.60	2.21	4.91	-0.22	-1.88
<b>condition</b>		<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

### 4. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

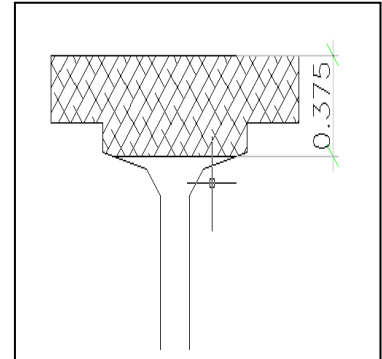
- **1ère itération** : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A Et B.

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\overline{N_u} = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\frac{\overline{N_u}}{A_p} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot z(y) - A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \cdot d_s \rightarrow y = 0.446 \text{ m} \rightarrow 0.8 y = 0.357$$



On calcul par Autocad la surface du béton comprimé, Soit :  $B(0.8y) = 0.570 \text{ m}^2$

$$N_{bc} = B(y) \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow N_{bc} = 8.09 \text{ MN.}$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s \text{ Tel que } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa} \rightarrow N_s = 0.23 \text{ MN}$$

$$N_p = n \cdot A_p \cdot \sigma_p \text{ sachant que : } \sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p' + \Delta\varepsilon_p'') - g(\varepsilon_{pm})$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{e_0}{I_n} (M_{gp} + P_m e_0) = \frac{5.3}{0.953} + \frac{1.02}{0.2708} (1.72 + 5.3 \times 1.02) = 32.40 \text{ MPa.}$$

#### Calcul des déformations pour la justification à L'ELU

Déformation	$\Delta\varepsilon_p'' \text{ ‰}$	$\varepsilon_{pm} \text{ ‰}$	$\Delta\varepsilon_p' \text{ ‰}$	$\sum \varepsilon \text{ ‰}$
Formule	$\frac{dp - y}{y} \varepsilon_{bc}$	$\frac{\sigma_p}{E_p}$	$5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$	<b>20.87</b>
A.N	$\frac{1.6 - 0.357}{0.357} \times 3.5$	$\frac{1488}{190000}$	$5 \frac{32.40}{190000}$	
Résultat	<b>12.19</b>	<b>7.83</b>	<b>0.85</b>	

Pour le calcul des contraintes à partir des déformations, on utilise la formule suivante :

La résolution de ces équations est faite avec MATLAB :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \varepsilon = \frac{\sigma p \alpha 1}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \rightarrow 20.87 = \frac{\sigma p \alpha 1}{190000} + 100 \left( \frac{\sigma p}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma p \alpha 1 = 3033.5 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma p \alpha 2}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \rightarrow 7.83 = \frac{\sigma p \alpha 2}{190000} + 100 \left( \frac{\sigma p}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma p \alpha 2 = 2790.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Delta \sigma p = \sigma p \alpha 1 - \sigma p \alpha 2 = 243.4 \text{ MPa}$$

$$N_p = 1.23 \text{ MN}$$

## ANNEXE C. : ETUDE LA PRECONTRAINTES

- **2<sup>ème</sup> itération :** On suppose que  $\overline{N_u} = N_u$ , nous recherchons  $B(y)$ .

$$\overline{N_u} = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p \quad \text{donc : } B(y) = \frac{\overline{N_u} + A_s \cdot \sigma_s + n \cdot A_p \cdot \sigma_p}{\sigma_{bc}}$$

$$\mathbf{A.N : } B(y) = 0.205 \text{ m}^2 ; \quad 0.8 y = 0.089 \quad y = 0.11.$$

On déduit la déformation du béton à partir de diagramme des pivots :

$$\Delta \varepsilon p'' = 47.40 \text{ ‰} \rightarrow \sum \varepsilon = 65.08 \text{ ‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \varepsilon = \frac{\sigma p \alpha 1}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \rightarrow 65.08 = \frac{\sigma p \alpha 1}{190000} + 100 \left( \frac{\sigma p}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma p \alpha 1 = 3380.5 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma p \alpha 2}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \rightarrow 7.83 = \frac{\sigma p \alpha 2}{190000} + 100 \left( \frac{\sigma p}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma p \alpha 2 = 2790.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Delta \sigma p = \sigma p \alpha 1 - \sigma p \alpha 2 = 590 \text{ MPa} \rightarrow N_p = 2.7 \text{ MN}$$

Ce qui donne pour la valeur  $\overline{N_u} = 5.00 \text{ MN} \approx N_u = 5.30 \text{ MN}$  La condition est **vérifiée**.

Calcul de  $\overline{M_u}$  :

$$Z(y) = d_p - 0.4 y = 1.556 \text{ m}$$

$$\overline{M_u} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p)$$

$$\overline{M_u} = 9.44 \text{ MN}$$



***Annexe D***

**Note de calcul ferrailage section sur appuis :**

**Calcul de Section en Flexion Simple**

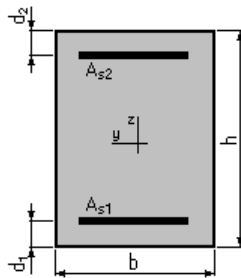
**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Application DTU 14.1
- Diamètre moyen des aciers inférieures : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieures : 10 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- Coefficient alpha : 320
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**



$b = 100.0$  (cm)

$h = 25.0$  (cm)

$d_1 = 3.0$  (cm)

$d_2 = 3.0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	33.90	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 7.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.32$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.14$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**     $M_{max} = 33.90$     (kN\*m)     $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 12.9$  (cm)

Contrainte du béton:

## ANNEXE D. : ETUDE DE L'HOURLDIS

tendue:  $\sigma_{bt} = 2.9$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_{bc} = 5.8$  (MPa)

Contrainte limite du béton:

tendue:  $\sigma_{bt\ lim} = 5.5$  (MPa)

comprimée:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 241.0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\ lim} = 241.0 \text{ (MPa)}$$

### Note de calcul ferrailage section à mi-travée :

## Calcul de Section en Flexion Simple

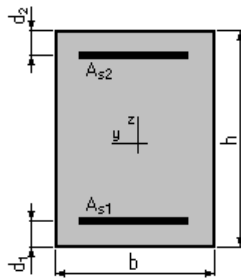
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Application DTU 14.1
- Diamètre moyen des aciers inférieures : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieures : 10 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- Coefficient alpha : 320
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	37.36	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

Sections d'Acier:

## ANNEXE D. : ETUDE DE L'HOURLDIS

---

Section théorique	$A_{s1} = 7.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.35 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.14 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 37.36 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 12.9 \text{ (cm)}$

Contrainte du béton:

tendue:  $\sigma_{\text{bt}} = 3.2 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_{\text{bc}} = 6.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite du béton:

tendue:  $\sigma_{\text{bt lim}} = 5.5 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 241.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 241.0 \text{ (MPa)}$



***Annexe E***

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### 1. GEOMETRIE :

	H(m)	B(m)	L(m)
<b>Semelle</b>	2,50	8,20	13,00
<b>Chevêtre</b>	1,80	2,40	11,89
<b>Fûts</b>	19,77	2	2,00

### 2. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE :

désignation	N (KN)	H (KN)	I <sub>FV/0</sub> (o/x)	I <sub>FH/0</sub> (o/y)	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FH/0</sub>
<b>Semelle</b>	6662,50	/	0,00	1,25	0,00	/
<b>Fûts</b>	3105,46	/	0,00	12,39	0,00	/
<b>Chevêtre</b>	1284,12	/	0,00	23,17	0,00	/
<b>G Tablier</b>	7256,26	/	0,00	24,07	0,00	/
<b>Hf+r</b>	/	181,35	/	24,07	/	4365,16
<b>HT°</b>	/	97,93	/	24,07	/	2357,19
<b>(A1)</b>	1633,68	/	0,00	/	0,00	/
<b>(Bc)</b>	1216,75	/	0,00	/	0,00	/
<b>Mc120</b>	1145,84	/	0,00	/	0,00	/
<b>D240</b>	2096,30	/	0,00	/	0,00	/
<b>ST</b>	100,20	/	0,00	/	0,00	/
<b>FRINAGE A1</b>	/	115,75	/	24,07	/	2786,12
<b>FRINAGE Bc</b>	/	150,00	/	24,07	/	3610,50

### 3. COMBINAISON DES DIRECTIONS :

Désignation	N (MN)	V <sub>L</sub> (MN)	V <sub>T</sub> (MN)	I <sub>FV/0</sub> (o/x)	I <sub>FH/0</sub> (o/y)	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FHL/0</sub>	M <sub>FHT/0</sub>
<b>Pile</b>	2,26	3,88	2,33	0,00	9,89	0,00	38,3	23,04
<b>Séisme Tablier</b>	5,57	4,15	4,72	0,00	19,77	0,00	82,08	93,25

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
$V_L$ (MN)	5,68	0,00	0,00	5,68	1,70	1,70
$V_T$ (MN)	0,00	5,26	0,00	1,58	5,26	1,58
$M_L$ (MN.m)	90,58	0,00	0,00	90,58	27,17	27,17
$M_T$	0,00	96,06	0,00	28,82	96,06	28,82
$N$ (MN)	0,00	0,00	6,01	1,80	1,80	6,01

### 4. COMBINAISON D'ACTION A P'ELA :

$C_1$	$E_1+R_{max}+G$
$C_2$	$E_2+R_{max}+G$
$C_3$	$E_3+R_{max}+G$
$C_4$	$-E_1+R_{min}+G$
$C_5$	$-E_2+R_{min}+G$
$C_6$	$-E_3+R_{min}+G$

### 5. COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA PILE:

#### 5.1 Combinaison a ELS

	$N$ (KN)	$H$ (KN)	$M_H$ (KN.m)	$M_V$ (KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)	1ère file $R_1$ (KN)	2ème file $R_2$ (KN)
<b>G</b>	18308,35	240,11	5779,47	0,00	5779,47	2047,73	2529,35
<b>G+1.2Al+ST</b>	20368,96	379,01	9122,82	0,00	9122,82	2166,00	2926,24
<b>G+1.2Bc+ST</b>	19868,65	420,11	10112,07	0,00	10112,07	2062,24	2904,92
<b>G+Mc120</b>	19454,19	240,11	5779,47	0,00	5779,47	2190,96	2672,58
<b>G+D240</b>	20404,64	240,11	5779,47	0,00	5779,47	2309,77	2791,39

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### 5.2. Combinaison a ELU :

						1ère file	2ème file
	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM (KN.m)	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
<b>1,35G</b>	24716,27	332,96	8014,44	0,00	8014,44	2755,60	3423,47
<b>1.35G+1.6Al+1.6ST</b>	27490,47	518,17	12472,23	0,00	12472,23	2916,63	3955,99
<b>1.35G+1.26B+1.6ST</b>	26823,39	572,96	13791,24	0,00	13791,24	2778,29	3927,56
<b>1.35G+1.35Mc120</b>	27546,27	332,96	8014,44	0,00	8014,44	3109,35	3777,22
<b>1.35G+1.35D240</b>	24851,54	332,96	8014,44	0,00	8014,44	2772,51	3440,38

### 5.3. Combinaison a ELA :

#### Effort à la Base de la fondation

désignation	N (MN)	V <sub>L</sub> (MN)	V <sub>T</sub> (MN)	I <sub>FV/0</sub> (o/x)	I <sub>FH/0</sub> (o/y)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/</sub> o	M <sub>FHT/</sub> o
<b>Pile</b>	2,26	3,88	2,33	0,00	12,39	0,00	48,0	28,87
<b>Séisme Tablier</b>	5,57	4,15	4,72	0,00	22,27	0,00	92,46	105,05

#### Combinaisons d'action au pied de la pile :

	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>
<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	6,2715	2,06	2,06	5,78	1,56	1,56
<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	1,69	5,63	1,69	1,69	5,63	1,69
<b>M<sub>L</sub>(MN.m)</b>	38,27	114,55	38,27	27,11	103,39	27,11
<b>M<sub>T</sub>(MN.m)</b>	32,69	108,97	32,69	32,69	108,97	32,69
<b>N (MN)</b>	14,48	14,48	18,71	10,85	10,85	6,62

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### Combinaisons des charges

	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)
C <sub>1</sub>	3,40	1,81	0,22
C <sub>2</sub>	6,58	1,81	-2,96
C <sub>3</sub>	3,93	2,34	0,74
C <sub>4</sub>	2,49	1,36	0,23
C <sub>5</sub>	5,66	1,36	-2,95
C <sub>6</sub>	1,96	0,83	-0,30

### 6. TABLEAU DE WARNER :

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

$\chi_{\theta P}$	
4	1,26
5,649	X= 1.42
6	1,45

$\chi_{\theta M}$	
4	1,54
5,649	X= 1.63
6	1,65

### 7. Ferrailage longitudinal de pieux

#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### Hypothèses:

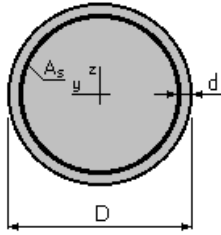
Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### Section:

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE



$D = 120,0$  (cm) ;  $d = 7,0$  (cm)

### Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	2778,29	275,35	0,00
2.	ELS	2062,24	201,90	0,00
3.	ELA	1809,70	2746,17	0,00

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\ max} = 565,5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,00$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU**    **N = 2778,29 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 275,35 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 6,68    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 119,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 60,6$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELS**    **N = 2062,24 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 201,90 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 7,01

Position de l'axe neutre:  $y = 158,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 61,8$  (cm)

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 36,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s,lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 1809,70 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 2746,17 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,22      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 34,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 96,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 7,84$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

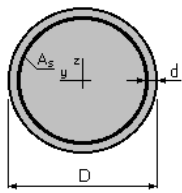
### Ferrailage transversale de pieux

#### Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**      **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

#### Section :



$D = 120,0$  (cm) ;  $d = 10,0$  (cm)

#### Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2778,29	71,62

#### Résultats :

ABDELLAH MAHDJoubi ADIL  
AIT SAADA CHAABANE

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 2,9$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,0$  (MPa)

### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 3,5$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 30,0$  (cm)

### 8. CALCUL DES FUTS

désignation	N (KN)	H (KN)	I <sub>FV/0</sub> (o/x)	I <sub>FH/0</sub> (o/y)	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FH/0</sub>
<b>Fûts</b>	3105,46	/	0,00	9,89	0,00	/
<b>Chevêtre</b>	1284,12	/	0,00	20,67	0,00	/
<b>G Tablier</b>	7256,26	/	0,00	21,57	0,00	/
<b>Hf+r</b>	/	181,35	/	21,57	/	3911,78
<b>HT°</b>	/	97,93	/	21,57	/	2112,36
<b>(Al)</b>	1633,68	/	0,00	/	0,00	/
<b>(Bc)</b>	1216,75	/	0,00	/	0,00	/
<b>Mc120</b>	1145,84	/	0,00	/	0,00	/
<b>D240</b>	2096,30	/	0,00	/	0,00	/
<b>ST</b>	100,20	/	0,00	/	0,00	/
<b>FRINAGE Al</b>	/	115,75	/	21,57	/	2496,75
<b>FRINAGE Bc</b>	/	150,00	/	21,57	/	3235,50

**Combinaison a ELS :**

	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM(KN.m)
<b>G</b>	11645,85	240,11	5179,20	0,00	5179,20
<b>G+1.2Al+ST</b>	13706,46	379,01	8175,29	0,00	8175,29
<b>G+1.2Bc+ST</b>	13206,15	420,11	9061,80	0,00	9061,80
<b>G+Mc120</b>	12791,69	240,11	5179,20	0,00	5179,20
<b>G+D240</b>	13742,14	240,11	5179,20	0,00	5179,20

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### Combinaison a ELU :

	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM(KN.m)
<b>1,35G</b>	15721,89	332,96	7182,03	0,00	7182,03
<b>1.35G+1.6A1+1.6ST</b>	18496,10	518,17	11176,82	0,00	11176,82
<b>1.35G+1.6B+1.6ST</b>	17829,01	572,96	12358,83	0,00	12358,83
<b>1.36G+1.35Mc120</b>	18551,89	332,96	7182,03	0,00	7182,03
<b>1.35G+1.35D240</b>	15857,16	332,96	7182,03	0,00	7182,03

### Combinaison a ELA

	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>
<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	5,93	1,95	1,95	5,44	1,46	1,46
<b>V<sub>T</sub> (MN)</b>	1,58	5,26	1,58	1,58	5,26	1,58
<b>M<sub>L</sub> (MN.m)</b>	33,77	101,01	33,77	24,00	91,24	24,00
<b>M<sub>T</sub> (MN.m)</b>	28,82	96,06	28,82	28,82	96,06	28,82
<b>N (MN)</b>	13,87	13,87	18,08	10,26	10,26	6,05

## 9. Ferrailage DES FUTS

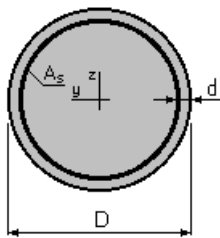
### Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### Section:



$D = 200,0$  (cm) ;  $d = 10,0$  (cm)

### Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	8914,51	6179,41	0,00

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

2. ELS 6603,07 4530,90 0,00

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 314,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 314,2$  (cm<sup>2</sup>)      Section maximum  $A_{s\ max} = 1570,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,00$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 8914,51 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 6179,41 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,77      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 116,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 135,6$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,20$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 6603,07 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 4530,90 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,34

Position de l'axe neutre:  $y = 114,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 142,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,7$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 75,1$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 105,1$  (MPa)

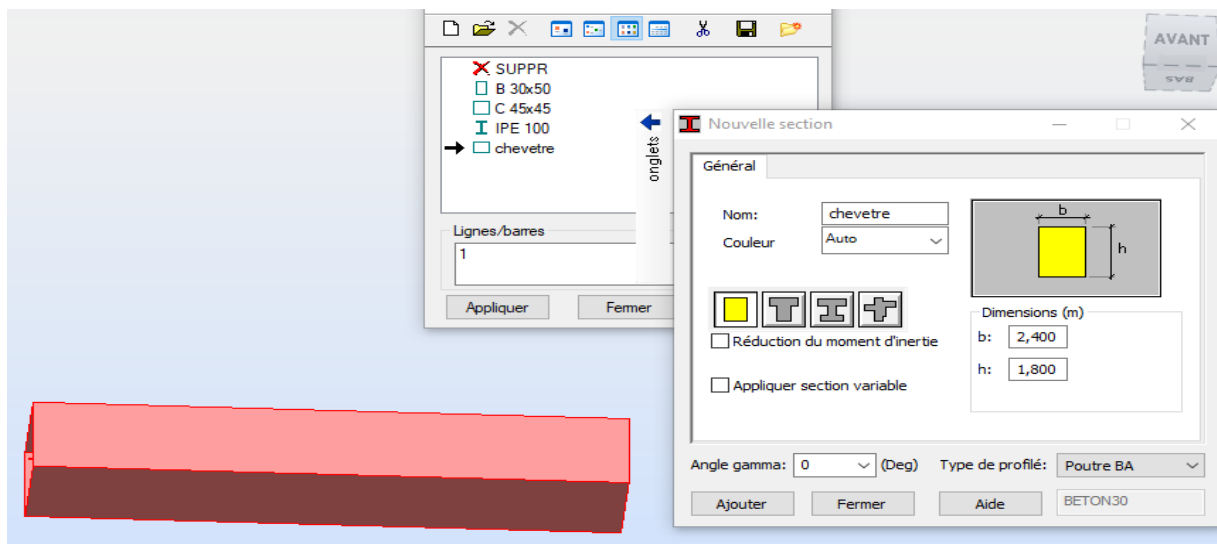
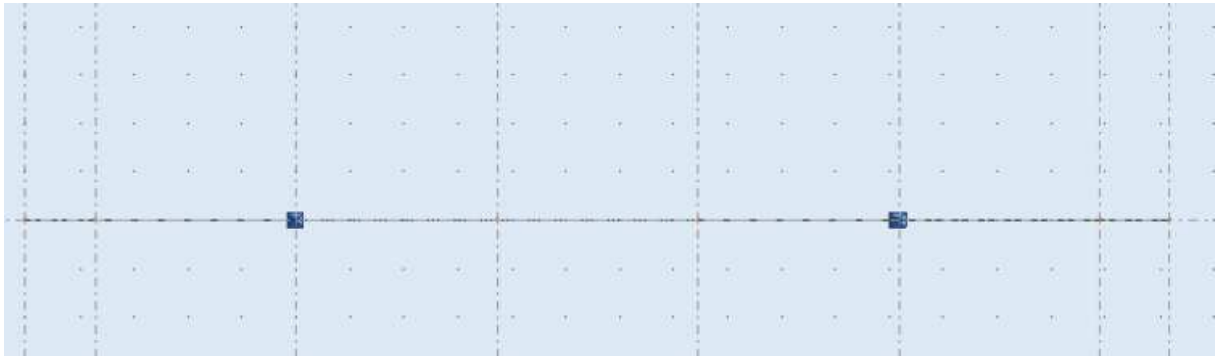
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

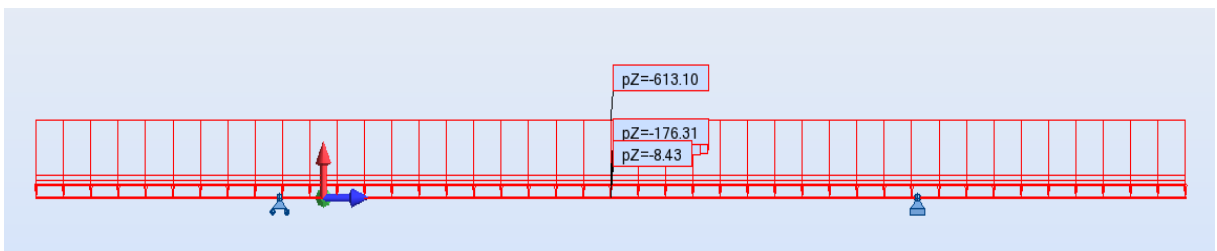
## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### 10. LES ETAPES DE LA MODELISATION DE CHEVETRE

- on introduire les lignes de construction.
- On dessine les barres, chaque intersection de deux lignes de construction selon x et y.
- On crée une nouvelle section de chevêtre (210 ×120).
- On introduire les deux appuis double après la création des noeuds.

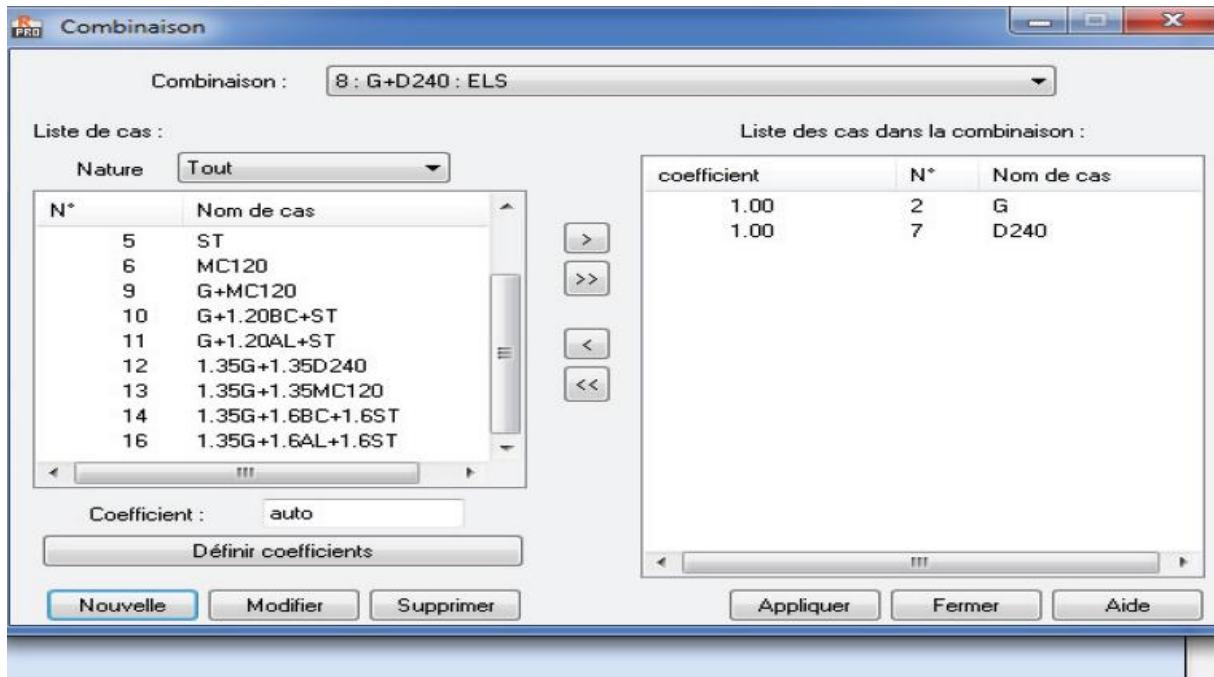


- On affect la section crée le long d'axe après le choix de matériaux (béton armé).
- On introduire les cas de charge (permanent et exploitation) sous forme des charge linière

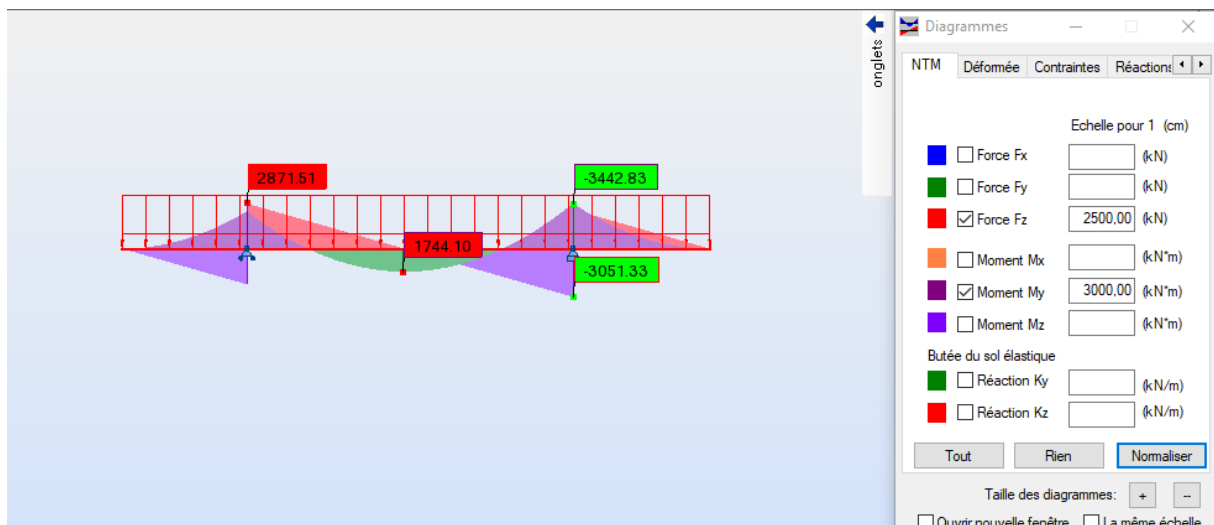


- On choisi la norme de conception BAEL 91, pour introduire les combinaisons de charges a ELU, ELS

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE



- On visualise les résultats des efforts max à ELS pour le ferrailage et ELU pour la vérification de l'effort tranchant.



### 11. FERRAILLAGE CHEVETRE :

#### EN FLEXION SIMPLE

#### Hypothèses:

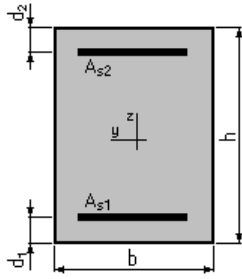
Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE

### Section:



$$b = 240,0 \text{ (cm)} ; h = 180,0 \text{ (cm)} ; d_1 = 7,0 \text{ (cm)} ; d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

### Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1744,27	-3442,83
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 42,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 85,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 41,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,31 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1744,27 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = -3442,83 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 36,1 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 161,0 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,4 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
comprimée:  $\sigma_s' = 53,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

### EFFORT TRANCHANT

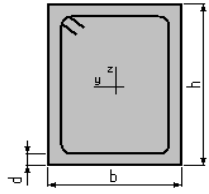
#### Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$  Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### Section :

## ANNEXE E. : ETUDE DE LA PILE



$b = 240,0 \text{ (cm)}$  ;  $h = 180,0 \text{ (cm)}$  ;  $d = 7,0 \text{ (cm)}$

### Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3876,54	0,00

### Résultats :

Contrainte tangente maximale

$$\tau_u = 0,9 \text{ (MPa)}$$

Contrainte tangente limite

$$\tau_{u,lim} = 3,0 \text{ (MPa)}$$

#### **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :

$$\alpha = 90 \text{ (deg)} \quad \text{Longueur de la travée : } L = 11,9 \text{ (m)}$$

Armatures d'effort tranchant :

$$\text{Section } A_t = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Cadres:

$$2 \text{ } \varnothing 14$$

Espacement :

$$S_t = 16,0 \text{ (cm)}$$

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$      $8 + 10*16 + 1*20 + 1*25 + 1*35 + 8*40 \text{ (cm)}$



***Annexe F***

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

### 1. EFFORTS STATIQUES AGISSANTS SUR LA CULEE :

désignation	N (KN)	H (KN)	I <sub>FV/0</sub> (o/x)	I <sub>FH/0</sub> (o/y)	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FH/0</sub>
Semelle	9620,00	/	2,48	1,00	23857,60	/
Mur F	3046,22	/	0,00	6,27	0,00	/
DDT	210,75	/	4,01	12,19	845,11	/
Mur en R	1780,05	/	5,92	8,05	10537,90	/
Corbeau	51,37	/	1,62	11,83	83,22	/
MGG	483,03	/	1,05	10,87	507,18	/
Poids des Terres Amot	20303,94	/	5,31	6,82	107813,90	/
Poids des T sur DDT	464,02	/	4,12	12,19	1911,76	/
Poussée Mur Frontal	/	3891,43	/	-5,41	/	- 21039,69
Poussée Semelle	/	2086,66	/	-1,00	/	-2086,66
Poussée DDT	/	19,31	/	-12,41	/	-239,69
Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>	675,14	/	3,73	/	2518,28	/
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	485,83	/	-6,52	/	-3167,62
Rg	3628,13	/	-0,10	/	-362,81	/
R(Al)	1216,71	/	-0,10	/	-121,67	/
Rbc	1113,52	/	-0,10	/	-111,35	/
RMc120	1088,41	/	-0,10	/	-108,84	/
RD240	1748,15	/	-0,10	/	-174,81	/
RST	50,10	/	-0,10	/	-5,01	/
Hf+r	/	90,68	/	-10,54	/	-955,73
HT°	/	48,97	/	-10,54	/	-516,09
Frein Al	/	115,75	/	-10,54	/	-1220,01
Frein Bc	/	150,00	/	-10,54	/	-1581,00

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

### 2. COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA CULEE:

#### Combinaison a ELS

	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	39587,51	6117,46	-27799,04	145193,85	117394,82
G+0.6T+1.2Q	40397,68	6700,46	-31600,18	148215,79	116615,61
G+0.6T+1.2A(l)+ST	41097,65	6256,36	-29263,04	145041,83	115778,79
G+0.6T+1.2Bc+ST	40973,83	6297,460	-29696,24	145054,22	115357,98
G+0.6T+Mc120	40675,92	6117,46	-27799,04	145085,01	117285,97
G+0.6T+D240	41335,65	6117,46	-27799,04	145019,04	117220,00

#### Combinaison a ELU :

	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	53443,13	8262,98	-32868,78	196011,70	163142,92
1.35G+0.9T+1.6Q	54523,36	9040,31	-37936,97	200040,95	162103,97
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	55470,02	8448,18	-34820,79	195809,01	160988,22
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	55304,93	8502,98	-35398,38	195825,52	160427,14
1.35G+0.9T+1.35Mc120	54912,49	8262,98	-32868,78	195864,76	162995,98
1.35G+0.9T+1.35D240	55803,13	8262,98	-32868,78	195775,70	162906,92

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

### 3. CHARGES SISMIQUES TRANSMISES PAR LA CULEE ET LES TERRES :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o) (m)	IFH(y/o) (m)	M <sub>FV</sub> /o (KN.m)	M <sub>FH</sub> /o (KN.m)
Semelle	865,80	2886,00	2,48	1,00	2147,18	2886,00
Mur F	274,16	913,87	0,00	6,27	0,00	5729,94
DDT	18,97	63,23	4,01	12,19	76,06	770,71
Mur en R	160,20	534,02	5,92	8,05	948,41	4296,15
Corbeau	4,62	15,41	1,62	11,83	7,49	182,31
MGG	43,47	144,91	1,05	10,87	45,65	1575,16
Poids des Terres Amot	1827,35	6091,18	5,31	6,82	9703,25	41541,85
Poids des T sur DDT	41,76	139,21	4,12	12,19	172,06	1696,92
Somme	3236,34	10787,81	/	/	13100,10	58679,05
					Moment stabilisant	Moment renversant

### 4. COMBINAISONS D'ACTIONS A L'ELA :

	N(KN)	V(KN)	M(KN.m)
<b>P max - H + 0,3V</b>	41090,30	22461,57	35879,74
<b>P min - H - 0,3V</b>	38652,02	21628,30	31430,79
<b>P max + V - 0,3H</b>	43781,01	6836,65	123319,66
<b>P min - V - 0,3H</b>	35961,31	6581,88	98086,01

### 5. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE :

- Poussée des terres :

P (KN/ml)	MP (KN.m/ml)	MP ultime (KN.m/ml)	MP service (KN.m/ml)
20,63	17,19	23.20	17.19

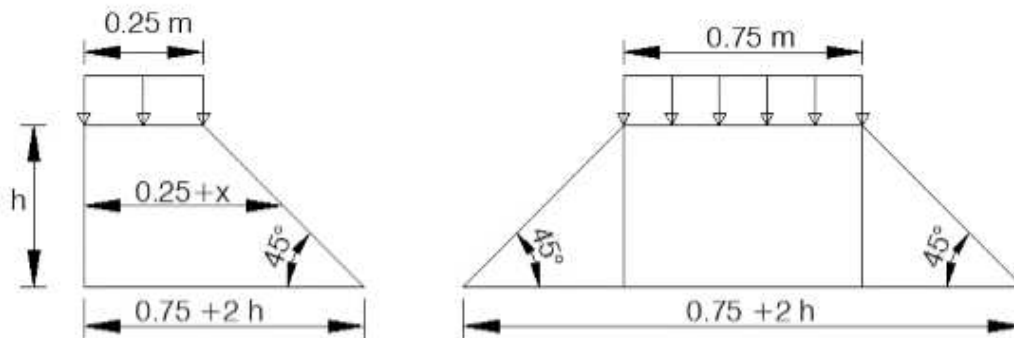
- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

P (KN/ml)	Mf ultime (KN.m/ml)	Mf service (KN.m/ml)
60	91.43	48.57

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

- **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**



$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad , \text{ avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

- $\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS ;
- $Bc$  : coefficient de pondération du système  $Bc$  ;
- $\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
- $h$  : hauteur de mur garde grève.

$K_u$	$K_s$	MP/K (KN)	MPc ultime (KN.m/ml)	MPc service (KN.m/ml)
0.68	0.51	85.6	57.87	43.40

- **Combinaison d'action :**

ELU  $\rightarrow M_u = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ \rightarrow M_{ELU} = 172.50 \text{ KN.m/ml}$

ELS  $\rightarrow M_s = MG + 1.2 \times MQ \rightarrow M_{ELS} = 129.16 \text{ KN.m/ml}$

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

Hypotheses:

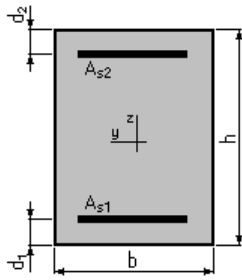
**Béton:**  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE



$b = 100,0 \text{ (cm)} ; h = 65,0 \text{ (cm)} ; d_1 = 7,0 \text{ (cm)} ; d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$

### Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	129,16	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
	$\rho = 0,16 \text{ (\%)}$		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 129,16 \text{ (kN*m)}$   $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 11,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 54,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 20,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## 6. FERRAILLAGE DU LA DALLE DE TRANSITION:

- Surcharges de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml )	V (kN )
Poids propre	7,5	23,44	18,75
Revêtement	1,92	6,00	4,8
Remblai	17	53,13	42,5
Surcharges	10	31,25	25

- Calcul de Section en Flexion Simple

### Hypothèses:

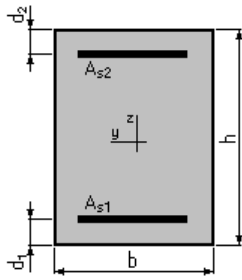
**Béton:**  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### Section:

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE



$b = 100,0 \text{ (cm)} ; h = 30,0 \text{ (cm)} ; d_1 = 7,0 \text{ (cm)} ; d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$

### Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	120,06	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,06 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 120,06 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 9,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 19,7 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 12,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

### 7. FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL:

#### ELS

	N (KN)	H (KN)	$M_H$ (KN.m)	$M_V$ (KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)
G+0.6T	7883,52	4030,80	-22544,76	2984,45	-19560,31
G+0.6T+1.2Q	7883,52	4328,49	-26345,90	2984,45	-23361,45
G+0.6T+1.2A(l)+ST	9393,67	4169,70	-24008,77	2832,44	-21176,33
G+0.6T+1.2Bc+ST	9269,85	4210,804	-24441,96	2844,82	-21597,14
G+0.6T+Mc120	8971,93	4030,80	-22544,76	2875,61	-19669,15
G+0.6T+D240	9631,67	4030,80	-22544,76	2809,64	-19735,12

#### ELU

	N (KN)	H (KN)	$M_H$ (KN.m)	$M_V$ (KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)
1.35G+0.9T	10642,75	5445,99	-30481,87	4029,01	-26452,86

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

1.35G+0.9T+1.6Q	10642,75	7749,01	-46218,72	5439,17	-40779,55
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	16394,61	7537,29	-43102,54	5236,48	-37866,06
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	16229,51	7592,09	-43680,13	5252,99	-38427,14
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15837,07	5445,99	-30481,87	5292,23	-25189,64
1.35G+0.9T+1.35D240	16727,71	5445,99	-30481,87	5203,17	-25278,71

### Calcul de Section en Flexion Composée :

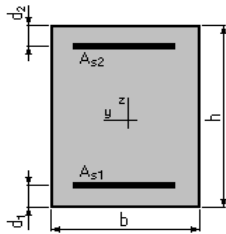
#### Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### Section:



$b = 100,0$  (cm) ;  $h = 120,0$  (cm) ;  $d_1 = 7,0$ (cm) ;  $d_2 = 7,0$ (cm)

#### Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	663,04	1964,80
2.	ELU	859,10	3429,74

#### Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 64,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 64,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 120,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 600,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,07$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**      **N = 663,04 (kN)**      **M = 1964,80 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 38,0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 100,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
comprimée:	$\sigma'_s = 103,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**      **N = 859,10 (kN)**      **M = 3429,74 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 17,0$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 106,2$	(cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,77$	(‰)	

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s' = 209,0$  (MPa)

### 8. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR :

#### Calcul de Section en Flexion Simple

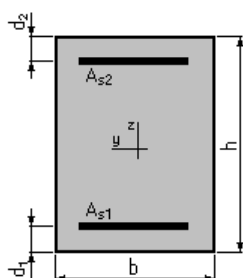
##### Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### Section:



$b = 100,0$  (cm)  $h = 100,0$  (cm)  $d_1 = 7,0$  (cm)  $d_2 = 7,0$  (cm)

##### Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	2567,58	0,00
Etat Limite de Service	1907,19	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	3431,78	0,00

##### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 95,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 26,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 232,5$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 1,03$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,33$ (%)
	$\rho_{min} = 0,28$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 2567,58$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 30,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 80,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 7,17$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 1907,19$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 39,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 79,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 12,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{max} = 3431,78$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,14 Pivot: B

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

Position de l'axe neutre:  $y = 26,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 82,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,60$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

### 9. REACTIONS DES PIEUX :

<b>ELS</b>	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	<b>R1(KN)</b>	<b>R2(KN)</b>	<b>R3(KN)</b>	<b>R4(KN)</b>
<b>G+0.6T</b>	4479,83	3142,75	1805,68	468,61
<b>G+0.6T+1.2Q</b>	4517,15	3188,95	1860,76	532,56
<b>G+0.6T+1.2A(I)+ST</b>	4546,60	3227,94	1909,27	590,61
<b>G+0.6T+1.2Bc+ST</b>	4531,67	3217,80	1903,93	590,06
<b>G+0.6T+Mc120</b>	4545,99	3210,16	1874,33	538,50
<b>G+0.6T+D240</b>	4586,10	3251,02	1915,94	580,86

<b>ELU</b>	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	<b>R1(KN)</b>	<b>R2(KN)</b>	<b>R3(KN)</b>	<b>R4(KN)</b>
<b>1.35G+0.9T</b>	6127,38	4269,26	2411,14	553,02
<b>1.35G++0.9T+1.6Q</b>	6177,14	4330,85	2484,57	638,28
<b>1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)</b>	6217,24	4383,67	2550,09	716,51
<b>1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)</b>	6197,34	4370,15	2542,96	715,78
<b>1.35G+0.9T+1.35Mc120</b>	6216,70	4360,25	2503,81	647,36
<b>1.35G+0.9T+1.35D240</b>	6270,84	4415,41	2559,98	704,55

<b>ELA</b>	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	<b>R1(KN)</b>	<b>R2(KN)</b>	<b>R3(KN)</b>	<b>R4(KN)</b>
<b>P max - H + 0,3V</b>	3181,12	2772,47	2363,82	1955,16
<b>P min - H - 0,3V</b>	2952,72	2594,74	2236,76	1878,78
<b>P max + V - 0,3H</b>	4843,14	3438,59	2034,04	629,49
<b>P min - V - 0,3H</b>	3923,31	2806,16	1689,01	571,85

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

### 10. FERRAILLAGE DE PIEUX :

Longitudinal (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée) :

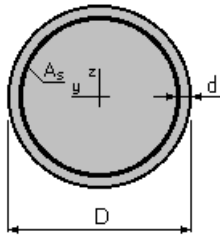
#### Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### Section:



$D = 120,0$  (cm) ;  $d = 7,0$  (cm)

#### Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	571,85	4917,75	0,00
2.	ELS	468,61	1467,00	0,00
3.	ELU	553,02	1979,29	0,00

#### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 223,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 565,5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,97$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELA    N = 571,85 (kN)    M<sub>y</sub> = 4917,75 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 35,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 95,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 7,63$  (‰)

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

---

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 468,61 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1467,00 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,30

Position de l'axe neutre:  $y = 45,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 93,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 192,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 108,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N 3: Type ELU**    **N = 553,02 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1979,29 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,24    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 39,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 93,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,42$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Transversal (Calcul de Section à l'effort tranchant et torsion)**

**Hypothèses :**

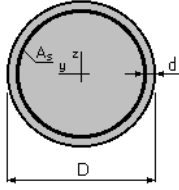
**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

## ANNEXE F. : ETUDE DE LA CULEE

### Section :



$D = 120,0$  (cm) ;  $d = 7,0$  (cm)

Aire de surface à l'intérieur de la ligne moyenne de la section à parois minces équivalente = 10000,0 (cm<sup>2</sup>)

### Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant  
N : effort de compression  
T : moment de torsion

Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)	T (kN*m)
1.	ELA	571,85	1403,85	0,00
2.	ELU	553,02	565,02	0,00

### Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,6$  (MPa) (  $\tau_{uV} = 0,6$  (MPa),  $\tau_{uT} = 0,0$  (MPa) )

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,0$  (MPa)

#### **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

Armatures de torsion : Section  $A = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \text{ } \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 13,9$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)

#### **Armatures longitudinales**

Section d'acier :  $A_{sI} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section d'acier minimale :  $A_{min} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)