

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
AUTOROUTIER DE LA PENETRANTE
RELIANT LA VILLE DE
TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST
SUR UNE LONGUEUR DE 220 m (V19)**

Présenté par :

ABDELLI Ihab Dhia El Hak
BELHADJ Chamseddine

Encadré par :

Mr SEDDAD Mohamed
Mme MEZOUAR Akila

Promotion 2019 /2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

*En premier lieu et avant tout on tient à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous garder en bonne santé et nous a donné la patience et le courage pour effectuer ce modeste travail.*

Nous remercions vivement nos chers parents pour leurs sacrifices depuis notre naissance jusqu'à ce jour, et leur aide qui nous a permis d'arriver ici.

*Nos remerciements vont à notre encadreur **Mr. SEDDAD Mohamed** pour son encadrement, son aide, son suivi, sa disponibilité et pour les remarques et les corrections qui nous a donné pour rattraper les fautes qu'on les a commis.*

*Nos remerciements et toutes les appréciations s'adressent à notre chère co-encadreur **Mme. MEZOUAR** pour ses renseignements, ses efforts fournis qui contribuent soit pour l'élaboration de ce travail ou dans la formation du module mécanique des structures.*

*A Monsieur l'ingénieur **BABAKHOUYA Youcef** pour ses conseils le long de notre travail, et tous les enseignants de l'ENSTP qui ont contribué à notre formation notamment **Mr. FEDGOUCHE, Mr RAHMANI, Mr CHIKH, Mr BELOUARA***

*Également à toute l'équipe de l'ADA qui nous a donné la chance de travail sur ce projet notamment **Mr l'ingénieur Saad** pour l'accueil dans le chantier, et l'aide pour collecter les données.*

Aussi, on veut remercier les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Et finalement, Nous aimerons exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont, de diverses façons, de près ou de loin, contribué à l'élaboration du présent mémoire.

ABDELLI Ihab Dhia El Hak

BELHADJ Chamseddine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aider durant toute ma vie parce que tout ça c'est grâce à eux après l'aide du dieu bien sûr, que ALLAH vous garde et vous protège.

A mes très chers frères, mes sœurs et toute ma précieuse famille.... je trouve pas les mots de vous exprimer ma reconnaissance et votre cherté chez moi.

*A mon cher ami et mon binôme **Chamseddine** qui a partagé avec moi dans les bons et les mauvais moments ce travail.*

*A mon deuxième frère copain de chambre **Abdou**, et tous les chers amis de l'ENSTP, **Hafid, Karim, Adel, Omar, Choayeb**...et tous ceux que j'ai oublié.*

A tous les profs de l'ENSTP qu'ils m'ont enseigné durant les 5 ans.

Et a toute la promotion de 2020

ABDELLI Ihab Dhia El Hak

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre
existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*A ma très chère mère qui je ne saurais jamais remercier assez
pour le sacrifice qu'elle a consentie pour moi, ainsi que
Chaque instant de bonheur qu'elle m'a procuré.*

Que Dieu les gardes et les protèges

*A mon très cher père qui a veillé sur moi pendant toute ma vie
et pour ses encouragements et son soutien.*

A toute la famille BELHADJ et la famille ABDELLI

A mon cher binôme ABDELLI Ihab

A ma très chère SOUMAYA .

A mes camarades OMAR, BILAL, MEHDI et SAID

A mes ami ABDOU,OUSSAMA ,NABIL

Et a toute la promotion (2020).

BELHADJ Chemseddine

ملخص:

يهدف هذا العمل الى تصميم و دراسة جسر يحمل اسم ج-19 المتواجد في النقطة الكيلومترية 37+399, يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق الازدواجي الذي يربط تيزي وزو بالطريق السيار شرق-غرب. بدنا هذا العمل ببحث ببيولوجرافي حول اسالة التربة. بعدها الى التصميم العام للمشروع بحيث قمنا بإعطاء ثلاث اقتراحات ممكنة و بالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الأكثر ملائمة ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي : تقييم الاحمال- دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد- دراسة عناصر سطح الجسر و في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الأجزاء السفلية : الأرصفة و الدعائم .

تم انشاء نموذج الجسر بواسطة :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014

الكلمات المفتاحية : جسر , الاجهاد المسبق , الروافد , البنية التحتية

Résumé :

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc V19 qui se situe au PK 37+399, l'ouvrage fait partie du projet de la réalisation de la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest. Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur la liquéfaction des sols. Nous avons dressé par la suite à la conception générale dans laquelle on a proposé trois variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges – l'étude de la précontrainte- l'étude des éléments du tablier, enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles et les culées.

La modélisation a été établie par le logiciel :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014

Mots clés: viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure

Abstract :

This work consists of the conception and study of the bridge B19, situated from PK 37+399 is the part of the project realization the highway link connecting Tizi-Ouzou to the east-west highway. In the following, we have drawn up a general approach, of which three variants have been proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation loads and overload- study of prestressing- study of the elements of the deck. Finally, the conception and the study of the infrastructure: the piers- the abutments.

The modelization was established by the software:

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014

Key words: bridge, the prestressing, beams, infrastructure

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Figure I.1. Représentation de la liquéfaction à l'échelle microscopique	2
Figure I.2. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon	3
Figure 3. Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant le séisme de 1971	3
Figure I.4. Bâtiments renversés (séisme de Kocaeli, Adapazari en 1999)	4
Figure I.5. Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction	4

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1. La situation de l'ouvrage sur la pénétrente de 48Km	15
Figure II.2. Localisation de l'ouvrage	15
Figure II.3. Le profil en long du projet	16
Figure II.4. Carte de zonage sismique du territoire national- RPOA2009	17

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III.1. Structure d'un pont de type VIPP	20
Figure III.2. Vue en élévation de la variante 01	20
Figure III.3. Vue en plan d'une travée de la variante 01	20
Figure III.4. Conception plane de l'ouvrage	21
Figure III.5. Les dimensions des sections de la poutre	22
Figure III.6. Coupe transversale sur appui	22
Figure III.7. Coupe transversale à mi-travée	22
Figure III.8. Schéma représente la structure d'un pont mixte	23
Figure III.9. Vue en élévation du pont mixte	23
Figure III. 10. Valeurs usuels des éléments de profil en travers	24
Figure III.11. Coupe transversale de la pièce du pont	25
Figure III.12. Les dimensions de la section transversale de la poutre	25
Figure III.13. Coupe transversale sur pile	26
Figure III.14 . Coupe transversale à mi-travée	26
Figure III.15. Schéma type d'un voussoir	27
Figure III.16. Notations des dimensions du voussoir	27
Figure III.17. Les dimensions des voussoirs (VSP et VC)	28
Figure III.18. Vue longitudinale de la variante 03	29

CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1. Diagramme contrainte-déformation du béton	34
--	----

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure V.1. Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale	37
Figure V.2. La largeur roulable et la largeur chargeable	40
Figure V.3. Système de charge Bc	42
Figure V.4. Système de charge Br	43
Figure V.5. Système de charge Bt	44
Figure V.6. Système de charge Mc 120	44
Figure V.7. Le convoi D240	46

CHAPITRE VI. MODELISATION DU TABLIER

Figure VI.1. Modèle 3D de la poutre	47
Figure VI.2. Les 9 poutres qui constituent le tablier	48

Figure VI.3 . Modèle dalle avec un maillage imposé	48
Figure VI.4. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre	49
Figure VI.5. Moment max sous l'effet de la charge permanente	49
Figure VI.6. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	50
Figure VI.7. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	50
Figure VI.8. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	50
Figure VI.9. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	51
CHAPITRE VII.	ETUDE DE LA PRECONTRAINT
Figure VII.1. Caractéristiques de la classe II de la précontrainte	53
Figure VII.2. Tracé du câble.....	57
Figure VII.3. Positions des trois câbles dans les différentes sections de la poutre.....	59
Figure VII.4. Allure des câbles de précontraintes	59
Figure VII.5. Ferrailage de la section médiane	69
Figure VII.6. La flèche max sous l'effet de G	70
Figure VII.7. La valeur de la contre flèche sous l'effet de la précontrainte	70
Figure VII.8. La valeur de la flèche max sous la combinaison d'action (G+1.2Bc3+1ST)	71
CHAPITRE VIII.	ETUDE DU TABLIER
Figure VIII.1. Moment max à l'ELS : $G_{max} + 1.2Bt$ 2voies.....	73
Figure VIII.2. Ferrailage de l'hourdis (les deux nappes)	74
Figure VIII.3. Les positions des vérins pour le vérinage du tablier.....	75
Figure VIII.4. Le poids du tablier revient aux entretoises	75
Figure VIII.5. Diagramme des moments à l'ELS	76
Figure VIII.6. Diagramme des moments à l'ELU	76
Figure VIII.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	76
Figure VIII.8. Le ferrailage de l'entretoise.....	77
Figure VIII.9. Constitution type d'un appareil d'appui de type B [5]	78
Figure VIII.10. Distorsion sous un effort normal.....	82
Figure VIII.11. Distorsion sous une rotation	82
Figure VIII.12. Distorsion sous un effort horizontal.....	82
Figure VIII.13. Les plaques de fixation	83
Figure VIII.14. Les dimensions en plan du dé d'appui	83
Figure VIII.15. Le ferrailage du dé d'appui	84
Figure VIII.16. Joint de chaussée de type Wd.....	85
CHAPITRE IX.	ETUDE DE LA PILE
Figure IX.1. Les dimensions de la pile P3 la plus haute	87
Figure IX.2. Ferrailage du pieu	96
Figure IX.3. Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle sous la pile	98
Figure IX.4. Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle sous la pile	99
Figure IX.5. Coupe transversale du ferrailage du fût.....	101
Figure IX.6. Schéma statique du chevre.....	102
Figure IX.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	102
Figure IX.8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	103
Figure IX.9. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	103
Figure IX.10. Ferrailage du chevre.....	105
CHAPITRE X.	ETUDE DE LA CULEE
Figure X.1. Les dimensions de la culée	107
Figure X.2. Les dimensions en plan de la culée	107

Figure X.3. La coupe transversale du ferrailage de la dalle de transition	112
Figure X.4. Le ferrailage du corbeau.....	114

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTILE DE LIQUEFACTION

Tableau I.1. Valeurs de facteur de correction de magnitude données par différents auteurs	6
Tableau I.2. corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998).....	7
Tableau I.3. facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997)	8
Tableau I.4. Résultats de calcul du CSR.....	10
Tableau I.5. Les coefficients de corrections et le nombre de coups (N1)60CS.....	11
Tableau I.6. Les résultats de calcul du potentiel de liquéfaction	11

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III.1. Prédimensionnement de la section transversale de la variante 01	21
Tableau III.2. Prédimensionnement de la poutre métallique.....	24
Tableau III.3. Prédimensionnement de la pièce de pont.....	25
Tableau III.4. Prédimensionnement de la section transversale du voussoir.....	27
Tableau III.5. Comparaison des trois variantes (avantage/inconvénient).....	29
Tableau III.6. Devis estimatif du coût des trois tabliers.....	30

CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1. Caractéristiques du béton.....	32
Tableau IV.2. Contrainte admissible à la compression du béton.....	34
Tableau IV.3. Module de déformation du béton	34
Tableau IV.4. Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELS	34
Tableau IV.5. Caractéristiques géométriques de la poutre.....	35

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V.1. Calcul du volume de la poutre	38
Tableau V.2. Poids du trettoirs + revêtement.....	39
Tableau V.3. Les valeurs des charges permanentes	39
Tableau V.4. Les classes des ponts selon le RCPR	40
Tableau V.5. Le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées	41
Tableau V.6. La valeur de la charge A(l).....	41
Tableau V.7. Le coefficient de pondération b_c	42
Tableau V.8. Les résultats de calcul de la charge B_c	43
Tableau V.9. Les résultats de calcul de la charge B_t	44
Tableau V.10. Le coefficient de majoration dynamique	45
Tableau V.11. Les résultats de l'effort de freinage du système A(l).....	45

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du tablier.....	53
Tableau VII.2. Les sollicitations (résultats de logiciel).....	54
Tableau VII.3. La vérification des contraintes	56
Tableau VII.4. La position des câbles dans la section d'about et médiane	57
Tableau VII.5. Les valeurs de f , R , β et α	58

Tableau VII.6. Les coefficients de f et ϕ	60
Tableau VII.7. Les résultats de calcul des pertes par frottement	60
Tableau VII.8. Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage	61
Tableau VII. 9. Les résultats de calcul des pertes par déformation instantanée du béton	62
Tableau VII.10. Les résultats de calcul des pertes par fluage du béton	63
Tableau VII.11. Les résultats de calcul des pertes par relaxation	63
Tableau VII.12. Les résultats de calcul fianux des pertes	64
Tableau VII.13. Les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre	65
Tableau VII.14. Les valeurs des contraintes admissibles dans le béton.....	66
Tableau VII.15. La vérification des contraintes à l'ELS	66
CHAPITRE VIII.	ETUDE DU TABLIER
Tableau VIII.1. Réactions max à l'ELU	78
Tableau VIII.2. Les joints de chaussée selon CIPEC	85
CHAPITRE IX.	ETUDE DE LA PILE
Tableau IX.1. Les PK et les hauteurs des piles	86
Tableau IX.2. Résultats de calcul des raideurs des fûts	89
Tableau IX.3. Résultats de calcul des rigidités des piles	89
Tableau IX.4. Résultats de calcul des rigidités des culées	89
Tableau IX.5. Résultats de calcul des forces sismiques horizontaux par appui	90
Tableau IX.6. Résultats de calcul de la force sismique transversale dans chaque appui	92
Tableau IX.7. Combinaisons des composantes de l'action sismique	92
Tableau IX.8. Efforts appliqués à la semelle de la pile.....	92
Tableau IX.9. Combinaisons d'actions à l'ELS	93
Tableau IX.10. Combinaisons d'actions à l'ELU.....	93
Tableau IX.11. Efforts appliqués aux fûts	99
Tableau IX.12. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS	100
Tableau IX.13. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU.....	100
Tableau IX.14. Valeurs de charges appliquées au chevêtre	102
Tableau IX.15. Sections de ferrailage du chevêtre	103
CHAPITRE X.	ETUDE DE LA CULEE
Tableau X.1. Les hauteurs des deux culées.....	106
Tableau X.2. Prédimensionnement de la culée	106
Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée Kad	108
Tableau X. 4. Sollicitations les plus défavorables	109
Tableau X.5. Efforts sismiques des éléments de la culée	109
Tableau X.6. La poussée dynamique des terres.....	109
Tableau X.7. Effort sismique du tablier agissant sur la culée	109
Tableau X.8. Sommation des efforts sismiques du tablier et de la culée	109
Tableau X.9. Efforts à l'ELA	110
Tableau X.10. Les valeurs des rapports M_c/K en fonction des valeurs de h	111
Tableau X.11. Evaluation des efforts pour la dalle de transition	112
Tableau X.12. Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition	112
Tableau X.13. Combinaisons d'actions sur le corbeau.....	113
Tableau X.14. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal..	114
Tableau X.15. Efforts globaux sur la semelle sous la culée	116

LISTE DES ABREVIATIONS

RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VIPP : viaduc à traveés indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir courant.

f_e : La limite d'élasticité des aciers passifs.

HA : Aciers à haute adhérence.

12T15 : Douze torons de quinze fils.

f_{prg} : Résistance de rupture garantie.

f_{peg} : Résistance limite élastique garantie.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure de la section.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction admissible.

E : Module d'élasticité longitudinale.

$\Delta\sigma_{inst}$: La perte de tension instantanée.

$\Delta\sigma_{diff}$: La perte de tension différée.

F_L : Force sismique longitudinale.

F_T : Force sismique transversale.

H_T : Force induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force induit par les effets du retrait et du fluage.

K_h : Coefficient sismique horizontal.

K_v : Coefficient sismique vertical.

K_{ad} : Coefficient de poussée.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	.
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTILE DE LIQUEFACTION	
I.1.INTRODUCTION	2
I.2.EXPLICATION DU PHENOMENE	2
I.3.EXEMPLES DES DEGATS REELS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION	3
I.4.EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION	4
I.4.1.Principe de l'évaluation.....	4
I.4.2.Evaluation du rapport de la contrainte cyclique "CSR"	5
I.4.3. Evaluation du rapport de la résistance cyclique "CRR"	5
I.4.3.1.Méthode basée sur SPT.....	7
I.4.3.2. Méthode basée sur la mesure des ondes de cisaillement Vs	8
I.4.4.Formule d'évaluation du potentiel de liquéfaction	9
I.5.EXEMPLE DE CALCUL	9
I.6.CONCLUSION	12
BIBLIOGRAPHIES :	14
CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
II.1.INTRODUCTION	15
II.2.PRESENTATION DU PROJET	15
II.3.LES DONNEES DU PROJET	16
II.3.1.Données fonctionnelles	16
II.3.1.1.Tracé en plan.....	16
II.3.1.2.Profil en long.....	16
II.3.1.3.Profil en travers	17
II.3.2.Données naturelles	17
II.3.2.1.Topographie	17
II.3.2.2.Géotechnique	17
II.3.2.3.Sismicité du site	17
II.3.2.4.Données climatiques.....	17
II.3.2.5.Données pluviométriques	18
II.4.CONCLUSION	18
CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	
III.1.INTRODUCTION	19
III.2.CRITERS DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	19
III.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	19

III.3.1.VARIANTE 01 : pont à poutres précontraintes de type VIPP	19
III.3.2 VARIANTE 02 : pont mixte bipoutre	22
III.3.3 VARIANTE 03 : pont à caisson fermé à hauteur constante	26
III.4. ANALYSE MULTICRITERES	29
III.5.CHOIX DE LA VARIANTE	31
III.6.CONCLUSION	31
CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL	
IV.1.INTRODUCTION	32
IV.2.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	32
IV.2.1.Béton.....	32
IV.2.2.Aciers.....	32
IV.2.2.1.Armatures passives	32
IV.2.2.2.Armatures de précontraintes.....	32
IV.2.3.Contraintes admissibles	33
IV.3.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	35
IV.4.NORMES ET REGLES DE CALCUL	35
IV.5.CONCLUSION	36
CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	
V.1.INTRODUCTION	37
V.2.DESCRPTION DES CHARGES ET SURCHARGES	37
V.3.EVALUATION DES ACTIONS	37
V.3.1.Evaluation des actions hors trafic	37
V.3.2.Evaluation des actions dues au trafic	39
V.3.2.1.Système de charge A.....	41
V.3.2.2.Système de charge B.....	42
V.3.2.3.Charge militaire Mc120	44
V.3.2.4.Coefficient de majoration dynamique.....	45
V.3.2.5.Efforts de freinage	45
V.3.2.6.Convoi exceptionnel D240.....	46
V.4.CONCLUSION	46
CHAPITRE VI. MODELISATION DU TABLIER	
VI.1.INTRODUCTION	47
VI.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE	47
VI.3.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	47
VI.4.LES CHARGES APPLIQUEES	49
VI.5.LES RESULTATS	49
VI.6.CONCLUSION	51

CHAPITRE VII.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VII.1. INTRODUCTION	52
VII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION	52
VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	52
VII.3.1. Classe de la précontrainte	52
VII.3.2. Caractéristiques géométriques de la section	53
VII.3.3. Nombre de câbles	53
VII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES	55
VII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE	56
VII.5.1. Principe.....	56
VII.5.2. Allure des câbles de précontrainte.....	57
VII.6. CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE	59
VII.6.1. Définition.....	59
VII.6.2. Pertes instantanées.....	60
VII.6.2.1. Pertes de tension par frottement	60
VII.6.2.2. Perte par recul d'ancrage	61
VII.6.2.3. Pertes par déformation instantanée du béton.....	61
VII.6.3. Pertes différées	62
VII.6.3.1. Perte par retrait du béton	62
VII.6.3.2. Perte par fluage du béton	62
VII.6.3.3. Perte par relaxation du câble	63
VII.7. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	64
VII.7.1. Phases de vérification	64
VII.7.2. Caractéristiques des sections.....	64
VII.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS	65
VII.7.4. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS.....	67
VII.8. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES CONTRAINTES TANGENTILLES A L'ELU	67
VII.9. FERRAILLAGE DE LA POUTRE	68
VII.9.1. Principe de ferrailage.....	68
VII.9.2. Armature longitudinale de la zone tendue	68
VII.10. CONTRE FLECHE	69
VII.10.1. Contre flèche de construction	69
VII.10.2. Flèche due au poids propre	69
VII.10.3. La contre flèche de la précontrainte	70
VII.11. CONCLUSION	71
CHAPITRE VIII.	ETUDE DU TABLIER

VIII.1.INTRODUCTION	72
VIII.2.ETUDE DE L' HOURDI	72
VIII.2.1.Définition.....	72
VIII.2.2.Géométrie de l' hourdis	72
VIII.2.3.Méthode de calcul	72
VIII.2.4.Ferraillage de l'hourdis	73
VIII.3.ETUDE DE L'ENTRETOISE	74
VIII.3.1.Definition et principe de ferraillage	74
VIII.3.2.Modélisation et évaluation des efforts.....	74
VIII.3.3.Ferraillage.....	76
VIII.4.EQUIPEMENTS	77
VIII.4.1.Les appareils d'appui	77
VIII.4.1.1.Dimensionnement de l'appareil d'appui	78
VIII.4.1.2.Vérification du dimensionnement	80
VIII.4.1.3.Les plaques de fixation	82
VIII.4.2.LES DES D'APPUIS.....	83
VIII.4.2.1.Dimensionnement des dés d'appuis	83
VIII.4.2.2.Ferraillage des dés d'appuis	83
VIII.4.3.JOINT DE CHAUSSEE.....	84
VIII.5.CONCLUSION	85
CHAPITRE IX.	ETUDE DE LA PILE
IX.1.INTRODUCTION	86
IX.2.CONCEPTION DES PILES	86
IX.3. PREDIMENSIONNEMENT DES PILES	86
IX.4.DESCENTE DES CHARGES	87
IX.4.1.Evaluation de l'effort sismique	87
IX.4.1.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	88
IX.4.1.2.Evaluation de l'effort sismique transversal.....	91
IX.4.1.3.Combinaisons des composantes de l'action sismique	92
IX.4.2.Efforts appliqués à la pile.....	92
IX.4.3.Combinaison des efforts	93
IX.5.ETUDE DE LA FONDATION	94
IX.5.1.Etude des pieux	94
IX.5.2.Etude de la semelle	97
IX.6.ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE	99
IX.6.1.Etude des fûts	99
IX.6.2.Etude du chevêtre	101

IX.7.CONCLUSION	105
CHAPITRE X.	ETUDE LA CULEE
X.1.INTRODUCTION	106
X.3.PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	106
X.4.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE	108
X.5.ETUDE STATIQUE DE LA CULEE	109
X.6.ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE	109
X.7.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE	110
X.7.1.Etude du mur garde grève	110
X.7.2.Etude de la dalle de transition.....	111
X.7.3.Etude du corbeau	113
X.7.4.Etude du mur frontal	114
X.7.5.Etude des murs en retour	114
X.8.ETUDE DE LA FONDATION	116
X.8.1.Etude de la semelle	116
X.8.2.Etude des pieux.....	117
X.9.CONCLUSION	120
CONCLUSION GENERALE	.
CONCLUSION GENERALE	121
BIBLIOGRAPHIES	
ANNEXE A	
ANNEXE B	
ANNEXE C	
ANNEXE D	

INTRODUCTION GENERALE

D'abord, qu'est-ce qu'un pont ?

Un pont ou un ouvrage d'art comme on l'appelle au sens de l'art des ingénieurs, c'est une structure qui permet à une voie route ou chemin de fer de franchir un obstacle d'origine naturelle (rivière, brèche, un bras de mer...) ou artificielle (voie ferrée, autoroute...). Structurellement, on distingue trois modes fondamentaux de fonctionnement mécaniques des ponts :

- Flexion : les ponts dalles, à poutres, à caissons...
- Compression : sont des structures qui transmettent les efforts par compression (les ponts arcs, les anciens ponts à voutes...).
- Traction : sont les ponts à câbles où le tablier est suspendu par des haubans ou par un câble principal ancré dans les deux extrémités par l'intermédiaire des suspentes (les ponts suspendus).

Que contient ce travail ?

Dans ce présent mémoire, nous essayons de faire la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier situé au PK37+399 de longueur égale à 220m rentre dans le cadre de la réalisation de la pénétrante relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest sur un itinéraire de 48km. Ce travail contient dix chapitres où nous traiterons en détail l'étude de tous les éléments de ce pont à partir du tablier jusqu'aux fondations :

En premier lieu, nous allons commencer par une initiation à la recherche en traitant le risque de liquéfaction qui est un phénomène menace la sécurité des structures et des ouvrages de génie civil, hydraulique... En montrant la procédure d'évaluation du potentiel de liquéfaction selon des méthodes basées sur des résultats des essais in situ et au laboratoire.

Dans les chapitres qui suivent, on présentera les conditions et les données fonctionnelles et naturelles de ce projet qui nous mènerons par la suite de faire le bon choix de la variante la mieux adaptée à ces conditions dans la gamme des solutions envisageables. Une fois la variante pont à poutres précontraintes type VIPP a été choisie, un choix des matériaux de construction est nécessaire pour le reste de l'étude.

Ensuite, on calculera les sollicitations sur le tablier (moment fléchissant, efforts tranchants, réactions d'appuis...) en utilisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis Robot Structural Analysis 2014 où nous appliquerons les charges définies dans le règlement Algérien RCPR.

Puis nous allons dimensionner la précontrainte des poutres, étudier l'hourdi et les entretoises d'about selon les règlements et les codes de calcul. Sans oublier les équipements nécessaires pour le service et le bon fonctionnement de l'ouvrage : appareils d'appui, dés d'appui et joint de chaussée.

Les deux derniers chapitres feront l'objet de l'étude de l'infrastructure, un chapitre est consacré à l'étude de la pile et le dernier est consacré à l'étude de la culée.

I.1. INTRODUCTION

La liquéfaction correspond à une soudaine perte de résistance au cisaillement du sol, qui se comporte alors comme un fluide. Cette rupture en écoulement est attribuée à la forte augmentation de la pression interstitielle, qui n'a pas pu se dissiper sous la sollicitation. La liquéfaction peut intervenir sous chargement monotone, typiquement toutes les ruptures observées lors de la mise en place de remblais, ou la construction d'îles artificielles. Mais les ruptures les plus spectaculaires sont celles engendrées par des mouvements dynamiques tels que les séismes. On a longtemps admis que la liquéfaction intervenait préférentiellement dans des milieux granulaires, en conditions non drainées et saturées.

I.2. EXPLICATION DU PHENOMENE


De façon générale la liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou cycliques (sismiques) se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé qui subit une transition vers un comportement fluide, due à l'augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques et par l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol.

La liquéfaction qui se produit lors d'un séisme est le résultat d'une accumulation des pressions interstitielles sous l'effet des cycles répétés de cisaillement. Les études menées montrent que les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux sableux et à granulométrie serrée.

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instable les constructions reposant sur ces formations. A l'échelle microscopique le phénomène peut être représenté comme sur la figure suivante :



Indic :

 : Représente La force de contact entre les particules


 : Représente le niveau de la pression interstitielle

Figure I.1. Représentation de la liquéfaction à l'échelle microscopique [2]

A l'état initial les grains sont au repos, ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche, ils sont en contact les uns avec les autres permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique une réorganisation des grains se produit, en condition non drainées cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc ce qui a pour conséquence l'augmentation de la pression de l'eau jusqu'à égaliser les contraintes totales, le contact des grains est alors très faible et l'ensemble se comporte comme un liquide.

I.3. EXEMPLES DES DEGATS REELS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION

La liquéfaction des sols peut provoquer des dégâts irréparables, tant des ouvrages existants qu'a des nouvelles constructions, dans ce qui suit on va citer quelques exemples réels des dégâts induits par la liquéfaction :

En 1964, le séisme de Niigata il est remarqué que l'épandage latérale dans le sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondations qui ont par la suite subit une déflexion et se sont déplacés

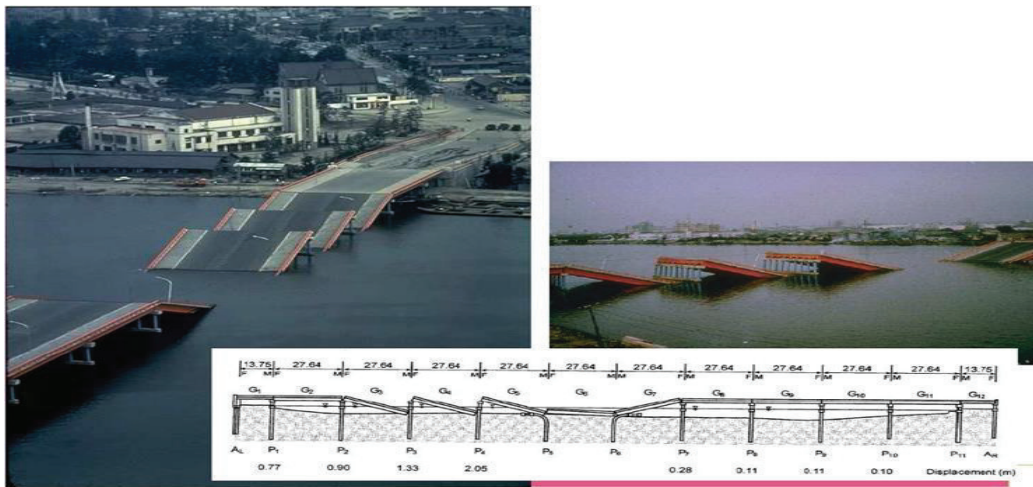


Figure I.2. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon [3]

Le barrage de San Fernando de Californie a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando en 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.

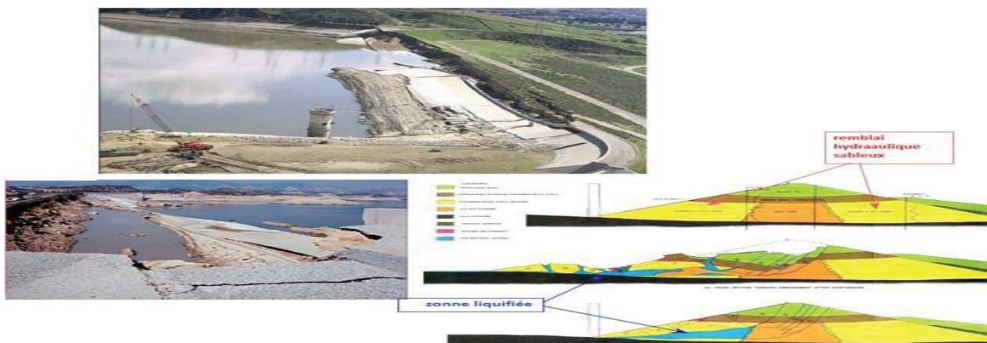


Figure 3. Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant le séisme de 1971 [3]

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

Lorsque la liquéfaction se produit la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage, comme le cas pour le séisme de Kocaeli en Turquie



Figure I.4. Bâtiments renversés (séisme de Kocaeli, Adapazari en 1999) [3]

I.4.EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

I.4.1.Principe de l'évaluation

Dans l'approche basée sur les données obtenues à partir des essais in-situ, l'évaluation de potentiel de liquéfaction consiste à déterminer un facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction définie par la comparaison entre le rapport de résistance cyclique CRR et le rapport de contrainte cyclique générée par le séisme CSR :

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (I.1)$$

Les zones considérées à la liquéfaction sont donc celles où le CSR est supérieur au CRR, tel que représenté à la figure I.5 :

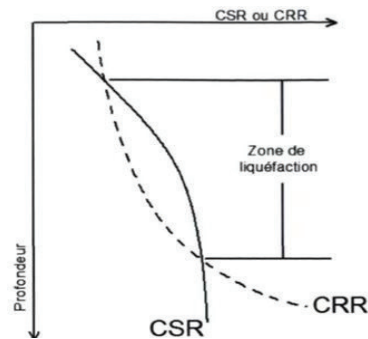


Figure I.5. Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction [3]

I.4.2. Evaluation du rapport de la contrainte cyclique "CSR"

Seed et Idriss ont représenté les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple qui est CSR (Cyclic Stress Ratio), le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{av}) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent (σ'_v). Il est en fonction de l'accélération en surface maximale (a_{max}), de la profondeur au point considéré (z), des contraintes verticales totales (σ_v) et effectives (σ'_v) ; (a_{max}) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérogramme ou bien être estimé à partir des règlements sismiques, pour une magnitude de moment $M_w = 7,5$.

Seed et Idriss ont donné la formule de CSR comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (I.2)$$

Avec :

τ_{cyc} : la contrainte cyclique due au sollicitation sismique

σ'_v : la contrainte verticale effective

σ_v : la contrainte verticale totale

a_{max} : accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique (m/s^2)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

r_d : coefficient de réduction qui tient compte de la flexibilité du sol, il décroît avec la profondeur Z .

Plusieurs modèles de calcul de r_d ont été proposés, Lioa et Witham (1986) ont donné les expressions suivantes :

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{Pour } z < 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0276z \quad \text{Pour } 9.15 < z < 21 \text{ m}$$

Une autre formule proposée par Blak (1996) d'où :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad (I.3)$$

I.4.3. Evaluation du rapport de la résistance cyclique "CRR"

La détermination de la résistance cyclique de sol peut s'effectuer en utilisant des données obtenues à partir des essais in-situ (Standard pénétration test, Cône pénétration test, mesure de vitesse d'ondes de cisaillement, etc...). Dans cette section on expose les démarches de la détermination de rapport de la résistance de cisaillement cyclique selon les différentes méthodes disponibles.

Deux facteurs correcteurs MSF et $K\sigma$ ont été introduits respectivement par Seed et Idriss (1982) et par Kramer (1996) dans la formule du coefficient de sécurité :

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

$$F_s = \frac{CRR_{M=7.5} * MSF * K_\sigma}{CSR} \quad (I.4)$$

Le premier pour la correction de la magnitude et le deuxième pour tenir compte l'effet de la contrainte de cisaillement supérieur à 100 KPa.

Andrus et Stokoe (1997) ont tiré des courbes de délimitation avec des grandeurs inférieurs à 7.5, les valeurs de facteurs de correction de magnitude sont estimées par l'équation suivante :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (I.5)$$

M_w : est la magnitude du séisme

Le tableau suivant présente des valeurs de correction de magnitude selon différents auteurs :

Tableau I.1. Valeurs de facteur de correction de magnitude données par différents auteurs [3]

Magnitude M	Seed and Idris (1982)	Idriss	Ambrayes (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stocke (1997)	Youd and Noble		
				Distance Based	Energy Based		PL	PL	PL
							<20 %	<32 %	<50%
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00
8	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.85	-	-	0.73
8.5	0.89	0.72	0.44	-	-	-	-	-	0.56

Youd et al. (2001) proposent l'expression suivante pour calculer le facteur K_σ :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{f-1} \quad (I.6)$$

Où :

p_a : pression atmosphérique égale 100 KPa

σ'_v : contrainte effective verticale en (KPa)

f : est en fonction de la densité relative

f varie de 0.7 à 0.8 Pour $40\% \leq Dr \leq 60\%$

f varie de 0.6 à 0.7 Pour $60\% \leq Dr \leq 80\%$

I.4.3.1.Méthode basée sur SPT

L'essai SPT (l'essai standard pénétration) nous permet de déterminer la valeur de N qui représente la compacité du sol et qu'elle introduite dans les formules de calcul du coefficient CRR

À une profondeur H donnée, le carottier est enfoncé sur 45 cm :
 N_1 de H à $H+15$ cm
 N_2 de $H+15$ cm à $H+30$ cm
 N_3 de $H+30$ cm à $H+45$ cm
 Le nombre de coup est $N = N_2+N_3$

Pour tenir compte les conditions des régions et le type de matériels utilisés le nombre de coup N est subit à une correction donnée par Black par la formule suivante :

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \tag{I.7}$$

tel que :

N : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

C_N : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents qui vaut selon Liao et

Whitman : $C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0,5}$

C_E : est la correction du taux d'énergie de la masse

C_B : est la correction du diamètre du forage

C_R : est la correction de la longueur du train de tiges

C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement

$(N_1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage

Tableau I.2. corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wide (1998) [1]

Facteur	Equipement variable	Terme	La correction
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique	C_E	0,5 à 1,0
	Mouton de sûreté		0,7 à 1,2
	Mouton de battage type automatique		0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm	C_B	1,0
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longueur de la tige	< 3 m	C_R	0,75
	3 à 4 m		0,8
	4 à 6 m		0,85
	6 à 10		0,95
Méthode de prélèvement	10 à 30		1,0
	Echantillon standard	C_S	1,0
Echantillon sans recouvrement	1,1 à 1,3		

Seed et Idriss ont proposé une correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ donnée par la formule suivante : $(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$ (I.8)

Les valeurs de α et β sont données dans le tableau suivant qui tiennent compte la teneur en fines FC (%) :

Tableau I.3. facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997) [2]

<i>FC (%)</i>	α	β
$FC \leq 5 \%$	0	1,0
$5 \% \leq FC < 35 \%$	$exp. [1,76 - (190 / FC^2)]$	$[0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$
$FC \geq 35 \%$	5,0	1,2

Pour une magnitude de 7.5 une approximation de CRR est donnée par la formule de Rauch suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60CS}} + \frac{(N1)_{60CS}}{35} + \frac{50}{[10(N1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (I.9)$$

Cette équation est valable pour $(N1)_{60} < 30$, pour des valeurs supérieures le sable est admis non liquéfiable.

I.4.3.2. Méthode basée sur la mesure des ondes de cisaillement Vs

Les valeurs de vitesse de cisaillement peuvent être déterminées à partir des essais géophysiques tel que l'essai Down-Hole. La vitesse de cisaillement est reliée au module de cisaillement par la relation suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (I.10)$$

Où :

ρ : la masse volumique du sol.

G_{max} : le module de cisaillement (KPa).

Pour une magnitude de 7.5 la résistance à la liquéfaction est exprimée par l'équation d'Andrus et Stokoe (1997) :

$$CRR_{7.5} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} + \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (I.11)$$

Avec :

a et b : Paramètres d'ajustement de courbe [$a = 0.022, b = 2.8$]

V_{s1} : Valeur de vitesse corrigée pour tenir compte de la contrainte des sols sus-jacents donnée par Robertson et Al (1992) : $V_{s1} = V_s (p_a / \sigma'_v)^{0.25}$ (I.12)

V_{s1}^* : Limite supérieur de V_{s1} pour que la liquéfaction se produite :

$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s}$	pour $FC \leq 5\%$
$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$	pour $5\% < FC < 35\%$
$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s}$	pour $FC \geq 35\%$

I.4.4. Formule d'évaluation du potentiel de liquéfaction

Après avoir déterminé le facteur de sécurité FS on va calculer le potentiel de la liquéfaction pour tout le site par la relation suivante :

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0.5z) F_L dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0.5z_i) \cdot F_{Li} \cdot (H_{i+1} - H_i) \quad (I.13)$$

Avec :

$$F_L = 1 - FS \quad \text{Si : } FS < 1$$

$$F_L = 0 \quad \text{Si : } FS > 1$$

Cette valeur de P_L est pour un seul sondage, pour obtenir le potentiel de la liquéfaction de tout le site on calcul la moyenne entre tous les sondages :

$$P_{L_{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^N P}{N} \quad (I.14)$$

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

- $P_{L_{moy}} = 0$ potentiel de liquéfaction nul.
- $0 < P_{L_{moy}} < 5$ potentiel de liquéfaction faible.
- $5 < P_{L_{moy}} < 15$ potentiel de liquéfaction moyen.
- $15 < P_{L_{moy}} < 100$ potentiel de liquéfaction élevé.

I.5. EXEMPLE DE CALCUL

Dans cette application, on va évaluer le potentiel de liquéfaction dans le site du grand musée de l'Afrique d'Alger.

Suivant les données géotechniques et sur les vingt premiers mètres, il y a globalement le même descriptif avec quelques différences dans la dénomination des couches :

- Les remblais de surface rapportés, présents avec une épaisseur comprise entre 4 et 6m, de nature très hétérogène (sables marins, parfois graveleux, silts argileux, parfois mêlés de sables, et blocs épars (béton de démolition, anciens enrochements, débris bitumineux ou plastiques, débris de briques).
- Les dépôts marins ou fluviomarins, constitués essentiellement de deux faciès :
 - Des sables quartzeux, assez propres, pulvérulents, de granulométrie homométrique, fine à moyenne, se chargeant d'une fraction fine silteuse, d'une épaisseur moyenne et relativement constante d'une dizaine de mètre.
 - les mêmes, mêlés à une fraction grossière pour constituer une grave sableuse propre et pulvérulente, de granulométrie plus étalée, avec quelques gros débris coquilliers de bivalves, d'une épaisseur moyenne et relativement de 5m (15m à

20m de profondeur)

Evaluation du taux de contrainte cyclique (CSR)

La contrainte cyclique induite par le séisme est donnée par :

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d$$

Avec : $\frac{a_{max}}{g} = 0.42$ (rapport CGS du 11/03/2014)

Selon les résultats fournis par le LCTP (les résultats de calcul des contraintes), les résultats de calcul du taux de contraintes cycliques (CSR) sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4. Résultats de calcul du CSR

La profondeur (m)	σ_{v0} (KPa)	σ_{v0}' (KPa)	r_d	CSR
SC-SPT1				
1,50 - 1,95	35	37	0,99	0,243
3,55 - 4,00	75	57	0,96	0,331
5,50 - 5,95	113	75	0,92	0,360
7,50 - 7,95	152	94	0,89	0,374
9,50 - 9,95	191	113	0,85	0,373
12,00 - 12,45	240	137	0,80	0,364
15 - 15,45	298	165	0,74	0,347
17,55 - 18,00	348	190	0,69	0,329
20,00 - 20,45	396	213	0,65	0,314
SC-SPT2				
15,00 - 15,45	298	165	0,74	0,346
17,00 - 17,45	337	184	0,70	0,331
19,00 - 19,45	376	203	0,66	0,317
SC-SPT3				
18,00 - 18,45	357	187	0,68	0,335
20,00 - 20,45	396	206	0,65	0,324
SC-SPT4				
15,00 - 15,45	298	158	0,74	0,361
16,50 - 16,95	328	173	0,71	0,348
18,00 - 18,45	357	187	0,68	0,335
19,50 - 19,95	386	201	0,66	0,327

Evaluation de la résistance à la liquéfaction (CRR)

A partir des mesures N_{SPT}

Avant d'évaluer la résistance à la liquéfaction par la méthode simplifiée, il faut corriger le nombre de coups SPT mesurés comme suit : $(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

Tous ces coefficients sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.5. Les coefficients de corrections et le nombre de coups (N₁)_{60CS}

La profondeur (m)	N _m	Long. tige	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	(N ₁) ₆₀	FC (%)	(N ₁) _{60CS}
SC-SPT1										
1,50 - 1,95	10	3.5	1.64	1.3	1.00	0.75	1.00	16	10	17
3,55 - 4,00	22	5.6	1.33	1.3	1.00	0.80	1.00	30	10	32
5,50 - 5,95	13	7.5	1.15	1.3	1.00	0.85	1.00	17	31	23
7,50 - 7,95	20	9.5	1.03	1.3	1.00	0.95	1.00	25	14	28
9,50 - 9,95	19	11.5	0.94	1.3	1.00	0.95	1.00	22	29	28
12,00 - 12,45	44	14.0	0.85	1.3	1.00	1.00	1.00	49	33	56
15 - 15,45	26	17.0	0.78	1.3	1.00	1.00	1.00	26	7	27
17,55 - 18,00	27	19.6	0.73	1.3	1.00	1.00	1.00	25	27	31
20,00 - 20,45	41	22.0	0.69	1.3	1.00	1.00	1.00	37	36	44
SC-SPT2										
15,00 - 15,45	40	17.0	0.78	1.3	1.00	1.00	1.00	41	33	48
17,00 - 17,45	73	19.0	0.74	1.3	1.00	1.00	1.00	71	5	71
19,00 - 19,45	12	21.0	0.71	1.3	1.00	1.00	1.00	12	5	12
SC-SPT3										
18,00 - 18,45	61	20.0	0.74	1.3	1.00	1.00	1.00	59	30	65
20,00 - 20,45	58	22.0	0.70	1.3	1.00	1.00	1.00	53	35	61
SC-SPT4										
15,00 - 15,45	44	17.0	0.80	1.3	1.00	1.00	1.00	46	13	48
16,50 - 16,95	20	18.5	0.77	1.3	1.00	1.00	1.00	21	40	30
18,00 - 18,45	25	20.0	0.74	1.3	1.00	1.00	1.00	25	26	30
19,50 - 19,95	100	21.5	0.71	1.3	1.00	1.00	1.00	93	80	112

Pour une magnitude $M_w = 6.75$ le facteur de correction MSF égale 1.49

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité FS et le potentiel de liquéfaction PL du site du grand musée d'Afrique pour les 04 sondages sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau I.6. Les résultats de calcul du potentiel de liquéfaction

La profondeur (m)	FS	Z	PL
SC-SPT1			
1,50 - 1,95	1.13	1.80	2.18
3,55 - 4,00	2.11	3.85	2.18
5,50 - 5,95	1.08	5.80	4.60
7,50 - 7,95	1.43	7.80	4.60
9,50 - 9,95	1.49	9.80	4.60
12,00 - 12,45	1.92	12.3	4.60
15 - 15,45	1.43	15.3	4.60
17,55 - 18,00	2.53	17.8	4.60
20,00 - 20,45	2.22	20.3	4.60
SC-SPT2			
15,00 - 15,45	2.02	15.3	0.00
17,00 - 17,45	2.11	17.3	0.00

19,00 - 19,45	0.62	19.3	0.44
SC-SPT3			
18,00 - 18,45	2.08		0.00
20,00 - 20,45	2.15		0.00
SC-SPT4			
15,00 - 15,45	1.93	15.3	0.00
16,50 - 16,95	1.92	16.8	0.00
18,00 - 18,45	2.16	18.3	0.00
19,50 - 19,95	2.13	19.8	0.00

PL est inférieur à 5, ce qui signifie que **la liquéfaction est peu probable**.

A partir des mesures down Hole

Après le calcul de V_{s1} , il apparait clairement que le site du grand musée d'Afrique n'est pas liquéfiable puisque les valeurs obtenues sont toutes supérieures à 215m/s limite pour que la liquéfaction se produise.

Synthèse

Les résultats obtenus en utilisant les essais SPT, avec tous les inconvénients de l'essai SPT dans un sol tel que celui du Grand Musée de l'Afrique, le potentiel de liquéfaction obtenu reste inférieur à 5, traduisant ainsi que **la liquéfaction est peu probable** dans ce site.

Pour la vérification à partir des résultats de la sismique des puits (down Hole), après le calcul de la vitesse corrigée par rapport à la surcharge (V_{s1}), il apparait clairement que **le site du Grand Musée de l'Afrique n'est pas liquéfiable**.

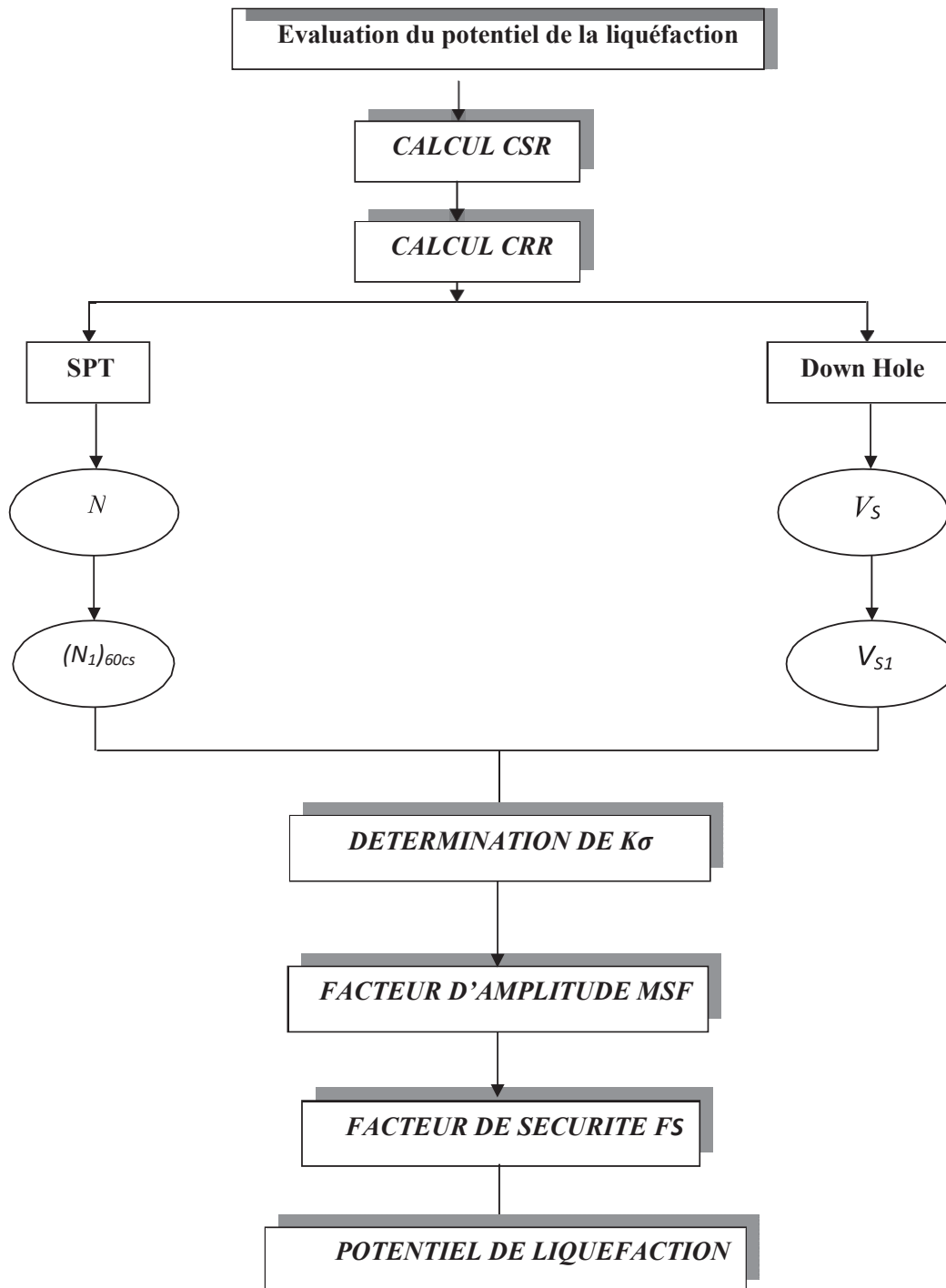
I.6.CONCLUSION

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les résultats de l'essai SPT et la détermination de la vitesse des ondes de cisaillement (V_S), ces méthodes reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR). La fiabilité de telle méthode d'évaluation est conditionnée par la fiabilité des résultats des essais utilisés et par une bonne définition de la stratigraphie de sol étudié.

D'après la comparaison effectuée entre les méthodes utilisées (SPT, VS), les résultats obtenus montrent une certaine cohérence.

Dans le schéma ci-dessous, on résume la procédure qu'on a montré précédemment

pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction :



BIBLIOGRAPHIES :

[1] Bahi Fatima el zohra, (2010) "Estimation de l'indice de potentiel de liquéfaction". Mémoire de magister, université de Saad Dahleb Blida

[2] "Cours dynamique des sols" TOUNSI & HADID Mohamed, (2019/2020). Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

[3] DJAMEL Abderrahmane, (2017) "Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d'un site recevant un ouvrage d'importance vitale". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master académique, encadré par MESSAFER Tahar. Université de Mhamed Bougara de Boumerdes

[4] Evaluation du potentiel de liquéfaction de la plaine alluviale de Bejaia, au nord-est de l'Algérie, rapport de Mohamed KHIATINE, Ramdane BAHAR, Philippe REIFFSTECK

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1.INTRODUCTION

L'objectif de réaliser un pont est d'offrir un service aux usagers, en revanche il faut qu'il assure la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, fonctionnelles et naturelles qui assureront sa fonction. La connaissance de ces informations fonctionnelles et naturelles est nécessaire avant la conception et l'étude de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter en détail toutes les données disponibles de notre projet.

II.2.PRESENTATION DU PROJET

II.2.1.Objectif du projet

Ce mémoire de projet de fin d'études consiste à faire une conception et étude d'un viaduc V19 d'une longueur de 220m, situé au PK 37+399, rentre dans le cadre de la réalisation de la pénétrante reliant la Wilaya de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia (wilaya de Bouira).

II.2.2.Situation de projet

L'ouvrage se situe à la commune de Djebahia wilaya de Bouira au PK 37+399.

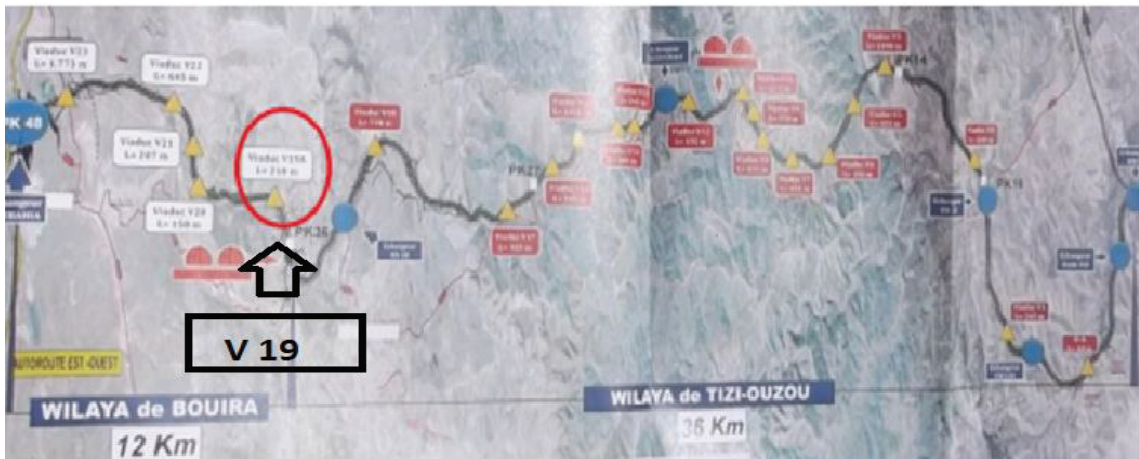


Figure II.1. La situation de l'ouvrage sur la pénétrante de 48Km



Figure II.2. Localisation de l'ouvrage

II.2.3.L'obstacle à franchir

L'obstacle que notre pont va franchir représente un oued traversant une zone montagneuse.

II.2.4.Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont fixées par le tracé routier de l'autoroute, qui sont :

- **Viaduc droite (sens 1 : Tizi Ouzou vers l'autoroute est-ouest)**
 - Longueur : 220m du PK 37+399 au PK 38+619.
 - Largeur du tablier : 13.8m.
 - La pente : 0.5%
- **Viaduc gauche (sens 2 : l'autoroute est-ouest vers Tizi Ouzou)**
 - Longueur : 220m du PK 38+619 au PK 37+399.
 - Largeur du tablier : 13.8m.
 - La pente : 0.5%

II.3.LES DONNEES DU PROJET

II.3.1.Données fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

II.3.1.1.Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Il est dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques. Ce projet présente un alignement droit légèrement courbé.

II.3.1.2.Profil en long

Concernant la vue en élévation, le tracé de la voie présente une faible pente de 0.5%.

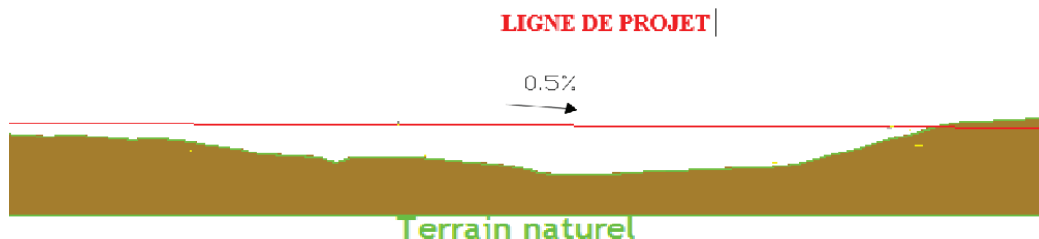


Figure II.3. Le profil en long du projet

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers comprend l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussée pour les deux sens est défini par :

- Nombre de voies de circulation : 3 voies par sens.
- Largeur de la chaussée : 12.5m.
- Largeur de trottoir : $2 \times 0.65\text{m}$.
- Largeur totale du pont : 13.8m.

II.3.2. Données naturelles

II.3.2.1. Topographie

La visite du site qu'on a effectué nous a permis de dire que la zone d'implantation du projet est montagneuse où le relief est compliqué dont l'accès du chantier est un peu difficile.

II.3.2.2. Géotechnique

Une étude de sol doit être effectuée avant afin de préciser la nature et les caractéristiques du sol. Cette étude, elle permet de déterminer le type de fondations, évaluer les risques éventuels de stabilité, agressivité ou gonflement...

Les résultats des essais sont montrés dans un rapport géotechnique présenté par le laboratoire central des travaux publics (les résultats des essais sont présentés dans l'annexe A).

II.3.2.3. Sismicité du site

La conception et la réalisation de tout projet doivent prendre compte la sismicité de la région en se référant au règlement parasismique algérien RPOA2009(1).

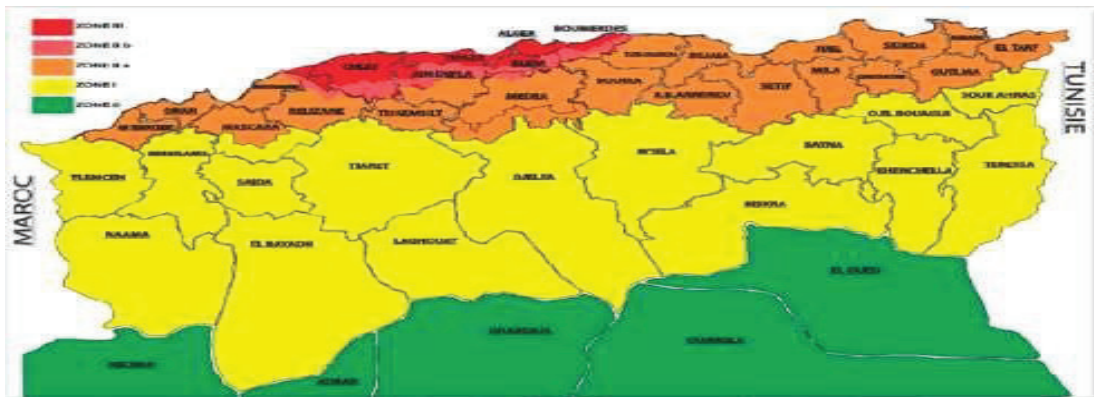


Figure II.4. Carte de zonage sismique du territoire national- RPOA2009

L'ouvrage se situe dans la région de DJEBAHIA (Wilaya de Bouira) qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPOA2009) comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

II.3.2.4. Données climatiques

Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

Le climat de la région connaît un été chaud, un hiver froid. La variation générale de la température est entre 0 °C à 40 °C

II.3.2.5. Données pluviométriques

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm par an, elle reçoit aussi une tombée de neige en hiver négligeable.

II.4. CONCLUSION

Dans tous ce qui précède, on a présenté les données naturelles, fonctionnelles, la situation géographique du projet et l'obstacle à franchir qui sont nécessaires et indispensables pour la suite de l'étude et pour faire le bon choix de la variante la mieux adaptée à ces données.

III.1.INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus correspondant, du point de vue technique et économique, qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela il faut savoir les différentes contraintes susceptibles à être rencontrées et les solutions envisageables. La comparaison de ces deux ensembles nous mène à retenir la solution, ou les solutions qui paraissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront par la suite l'objet d'une étude approfondie.

III.2.CRITERS DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Pour le choix du type d'ouvrage, les paramètres suivants doivent les prendre en compte pour aboutir au meilleur choix :

- L'obstacle à franchir.
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- L'implantation possible des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respect.
- Débit de crue centennale.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage...

III.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

Au stade de la conception de notre pont, trois variantes différentes seront proposées et pré-dimensionnées. Après une analyse multicritères qualitatif, une seule variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

III.3.1.VARIANTE 01 : pont à poutres précontraintes de type VIPP

Les premières directives concernant les viaducs à travées indépendantes et à poutres précontraintes par post tension (VIPP) ont été publiées en 1967, soit vingt-cinq ans après la construction des premiers d'entre eux. Ils constituent une solution classique pour les franchissements de portée comprise entre 30 et 50 mètres.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales parallèles et équidistances solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle qui supporte la chaussée.

Ce type de pont comporte des appuis de certains hauteurs qui découpe la brèche par une série de travées de longueurs égales.

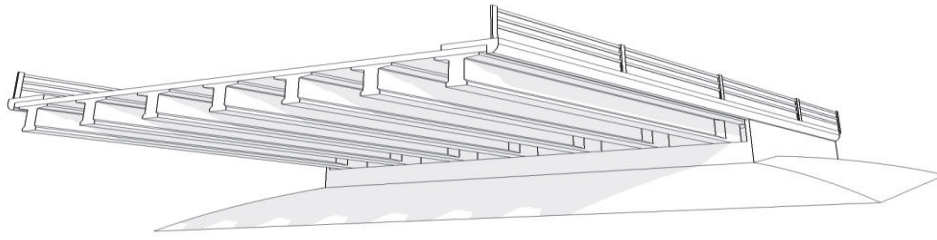


Figure III.1. Structure d'un pont de type VIPP

Conception longitudinale

On propose dans cette variante, 6 travées égales de longueurs 35.2m, ce qui nous donne une longueur totale de 211.2m. La figure ci-dessous représente la vue en élévation et le tracé en plan de la variante 01 :

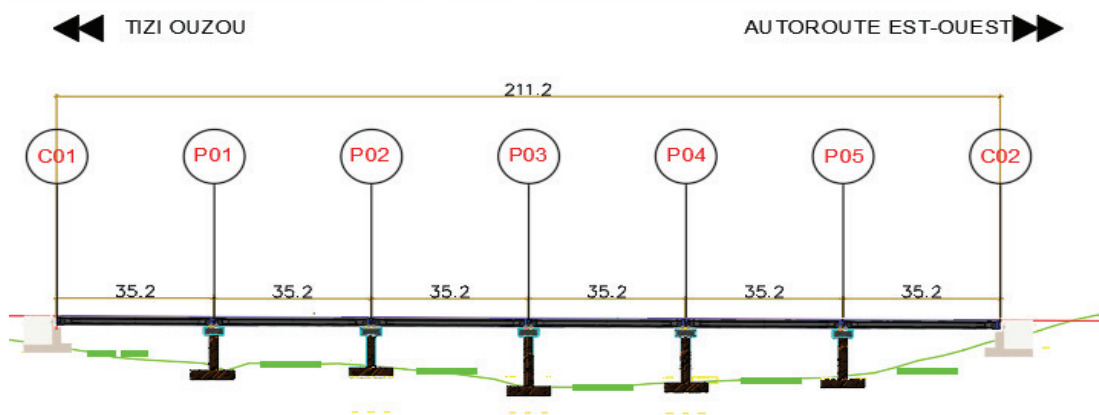


Figure III.2. Vue en élévation de la variante 01

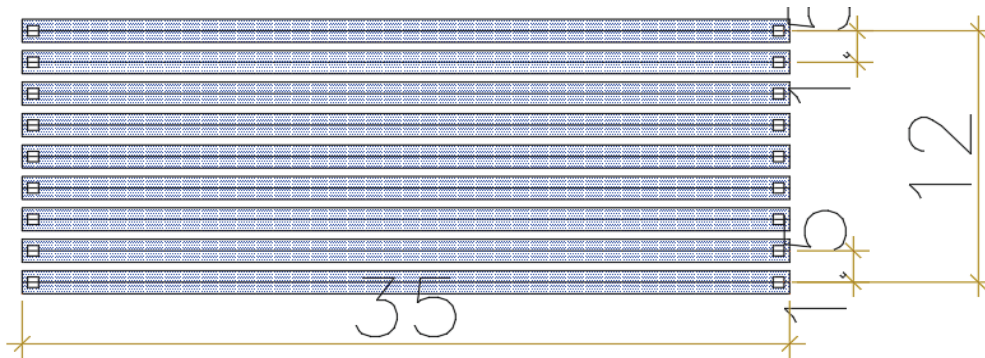


Figure III.3. Vue en plan d'une travée de la variante 01

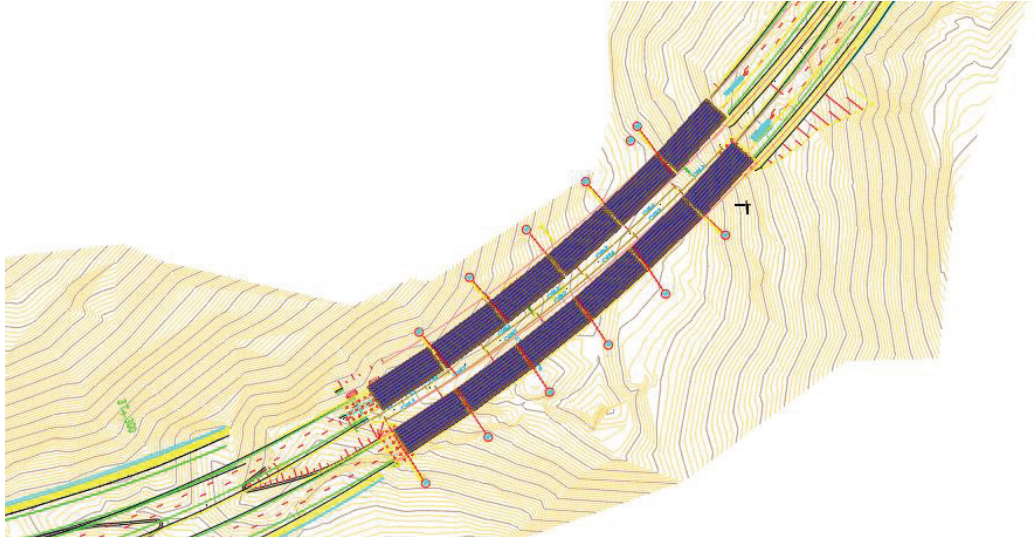


Figure III.4. Conception plane de l'ouvrage

Conception transversale

Le prédimensionnement de la section transversale du tablier a été fait d'après le guide de conception SETRA [VIPP/1996] [1] :

Tableau III.1. Prédimensionnement de la section transversale de la variante 01

Elément	Formule/ intervalle	La valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$20 < e < 30$	25 cm
Hauteur de la poutre	$Lt/22 \leq H_p \leq Lt/16$	1.75m
Hauteur du tablier	$H_t = H_p + e$	2m
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 H_p$	1.1m
Epaisseur de la table de compression	$10 \leq E_1 \leq 15$	15cm
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur du tablier et l'entraxe des poutres de milieux	11.9m
Entraxe des poutres	$1.4 \leq \lambda \leq 2$	1.5m
Nombre de poutres	$N = (L_a / \lambda) + 1$	9 Poutres
Largeur du talon	$60 \leq l_t \leq 90$	60 cm
Epaisseur du talon	$10 \leq e_t \leq 20$	20cm
Epaisseur de l'âme :		
- Mi-travée	/	25cm
- Zone d'about	/	60cm
- Zone intermédiaire	/	35cm
Entretoise d'about	/	0.35cm×135cm

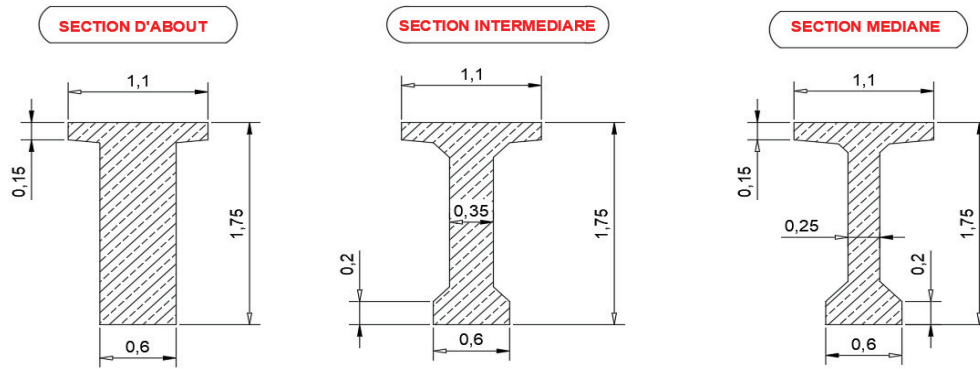


Figure III.5. Les dimensions des sections de la poutre

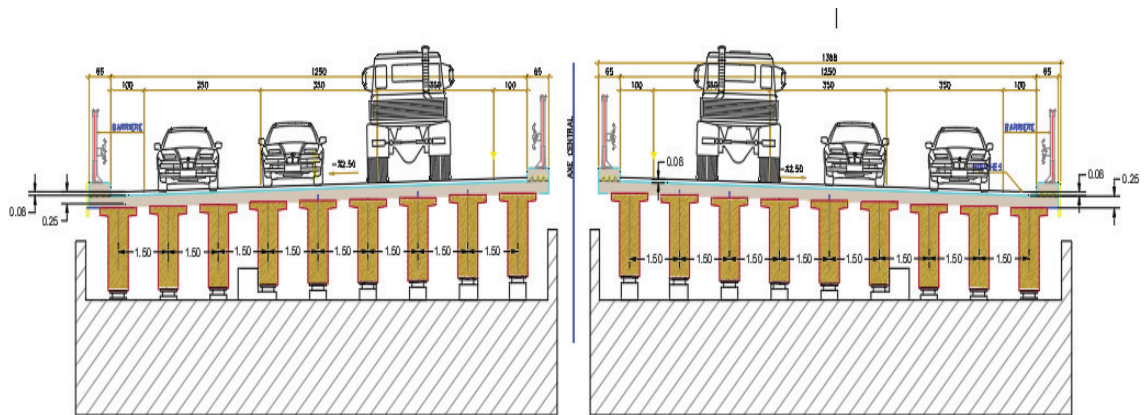


Figure III.6. Coupe transversale sur appui

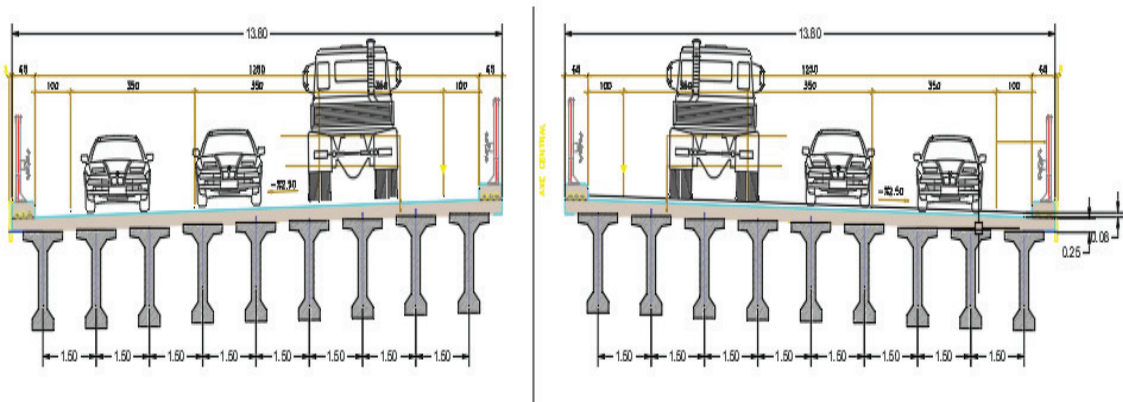


Figure III.7. Coupe transversale à mi-travée

III.3.2 VARIANTE 02 : pont mixte bipoutre

Un pont mixte bipoutres résulte dans le cas le plus général de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit

directement les charges d'exploitation : elle les transmet au système porteur directement ou par l'intermédiaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par deux de poutres longitudinale et transversale (entretoises ou pièce de pont).

Le schéma ci-dessous illustre ces définitions :

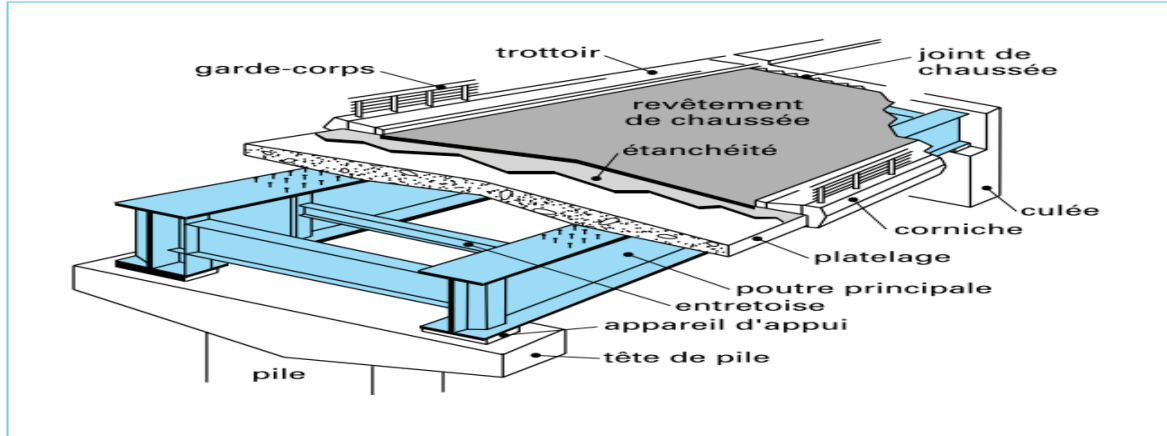


Figure III.8. Schéma représente la structure d'un pont mixte

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes. Au-delà de ces portées, il est plus économique.

Conception longitudinale

On va projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de trois travées principales de 45m de longueur et deux travées de rives de 37m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale égale à 209m.

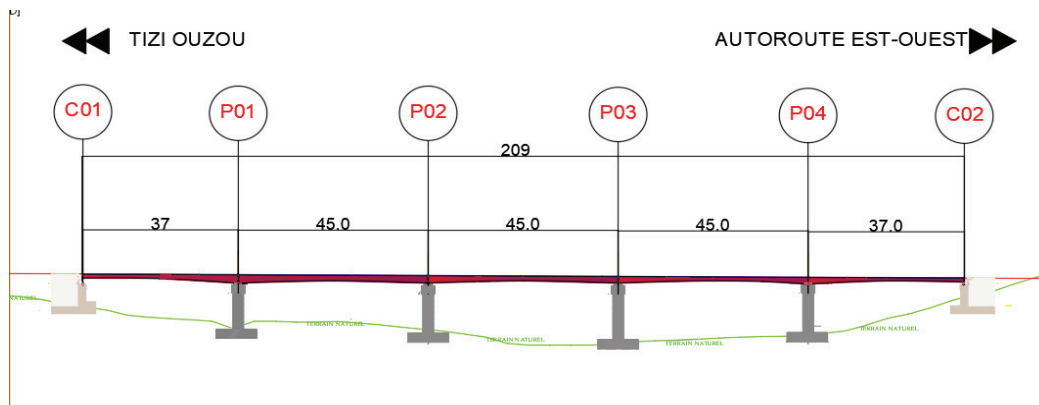


Figure III.9. Vue en élévation du pont mixte

Conception transversale

L'écartement entre les poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier. Pour notre cas : $b = 9.8\text{m}$. La liaison transversale des poutres est assurée par des pièces de pont légèrement rapprochées (tous les 4 m environ).

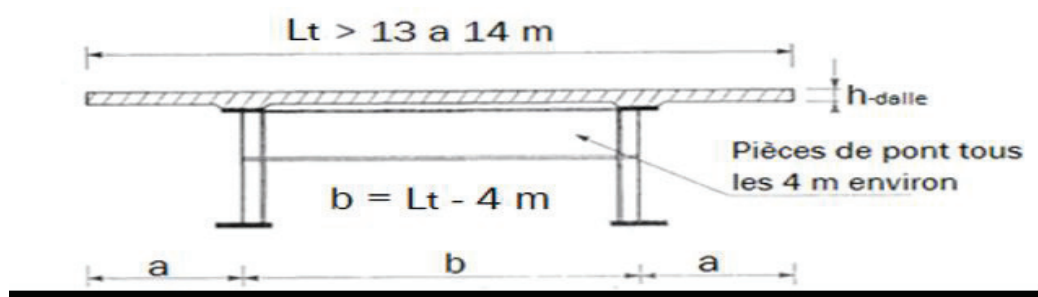


Figure III. 10. Valeurs usuels des éléments de profil en travers

Prédimensionnement de la poutre

Les dimensions de la poutre retenus sont illustrées dans le tableau suivant, la poutre elle est un profilé en acier reconstitué en forme de I soudé au niveau de l’usine [3] :

Tableau III.2. Prédimensionnement de la poutre métallique

Elément	Intervalle	La valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en BA	250 à 300 mm	250
Hauteur de la poutre sur la pile	$H=L/25$	1800
Hauteur de la poutre à la clef	$L/50 < H' < L/40$	1100
Hauteur de la poutre sur la culée	$L/60 < H'' < L/50$	800
Epaisseur de l'âme	$30 < e_p < 35$	35
Epaisseur de le semelle supérieure	$20 < T_s < 150$	50
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 < T_i < 150$	50
Largeur de la semelle supérieure sur pile	$400 < B_s < 1000$	900
Largeur de la semelle inférieure sur pile	$500 < b_i < 1200$	1000
Largeur de la semelle inférieure à la clef	$500 < b_i < 1200$	700
Largeur de la semelle supérieure à la clef	$400 < B_s < 1000$	600

Prédimensionnement de la pièce de pont

Des poutres transversales assurent le soutènement transversal de la dalle et la stabilité des deux poutres, ont une section en forme de I, leur espacement est de 4m.

Le tableau ci-dessous représente les dimensions transversales de la pièce de pont :

Tableau III.3. Prédimensionnement de la pièce de pont

La dimension	La valeur usuelle	La valeur retenue (mm)
La hauteur de la poutre	$Lt/15 \leq H_p \leq Lt/10$	1000mm
Epaisseur de la semelle	Environ de 20mm	300mm
Epaisseur de l'âme	$10 \leq e' \leq 12$	12mm
Largeur de la semelle	$220 \leq l_s \leq 300$	300mm

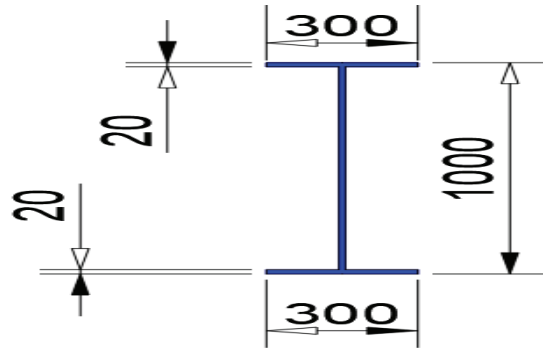


Figure III.11. Coupe transversale de la pièce du pont

Connexion dalle-poutres

La liaison entre la dalle en béton armé et les deux poutres métalliques est effectuée par des connecteurs type goujons, de 22mm de diamètre et 200mm de hauteur leur espacement sera estimé par un calcul plus détaillé.

La nuance d'acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette nuance désigne la ténacité, veut-dire la capacité d'absorber les chocs sans générer des ruptures fragiles.

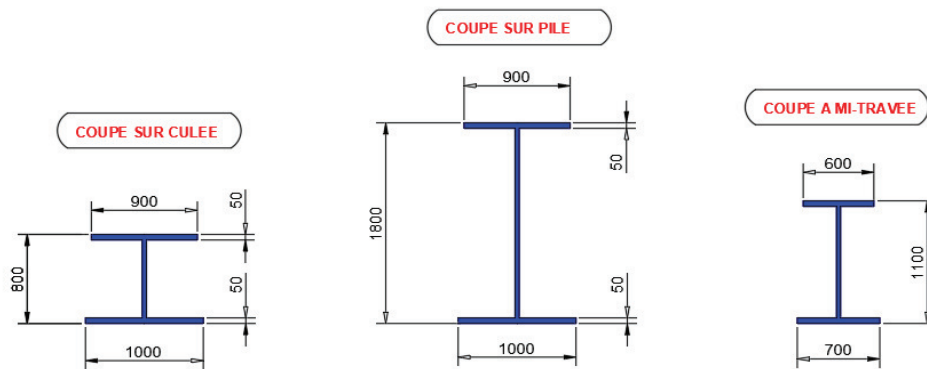


Figure III.12. Les dimensions de la section transversale de la poutre

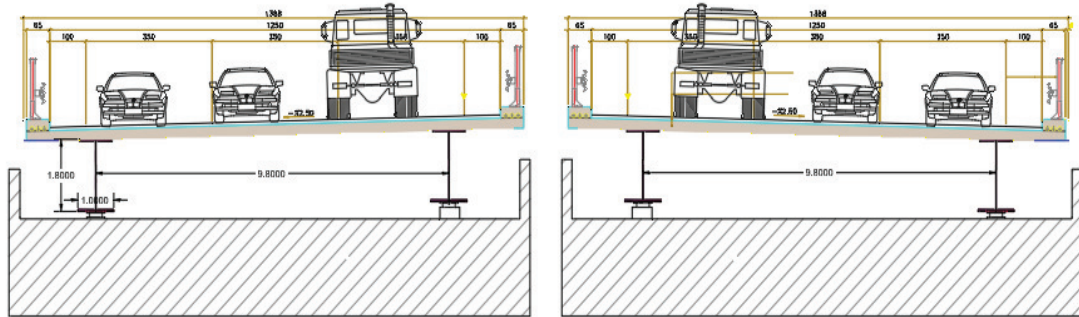


Figure III.13. Coupe transversale sur pile

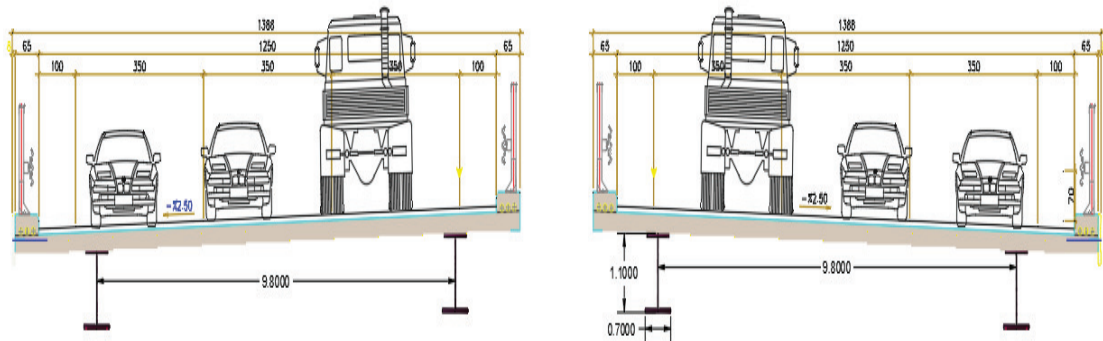


Figure III .14 Coupe transversale à mi-travée

III.3.3 VARIANTE 03 : pont à caisson fermé à hauteur constante

Les ponts vousoirs construits par encorbellement successif, permettent d'arriver à des grandes portées de l'ordre de 150 m. L'organe porteur est constitué par un caisson qui forme un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basses par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable, pour des longueurs de travées inférieures à 65/70 m on opte pour une hauteur de tablier constante qui est plus facile à confectionner par apport au second cas. Au-delà de ces valeurs on aura à faire diminuer la hauteur du vousoir en se dirigeant vers la clef.

Notre choix dans cette variante est allé vers la hauteur constante.

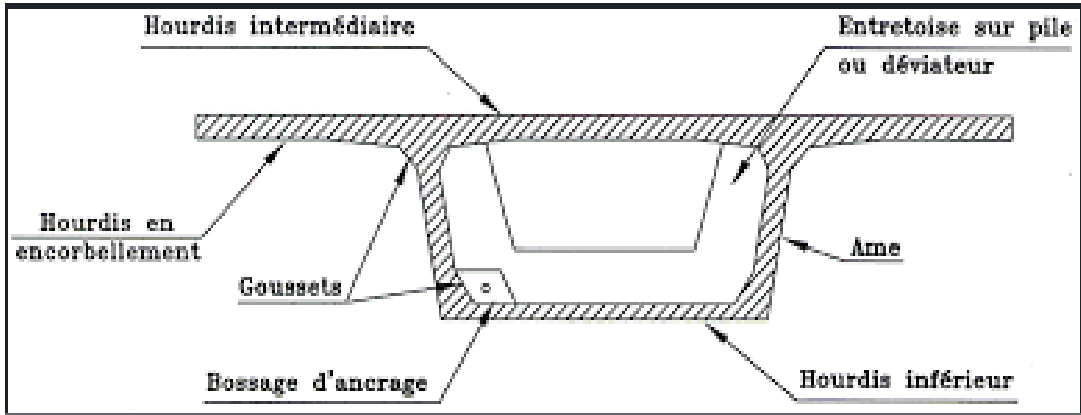


Figure III.15. Schéma type d'un voussoir

Conception transversale

Pour un tablier de largeur inférieure à 20 m la solution la plus économique et la plus facile à réaliser souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

Prédimensionnement du voussoir

Les dimensions de la section transversale du voussoir montrées dans le tableau suivant sont extraits du guide SETRA (pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ juin 2003) [2] :

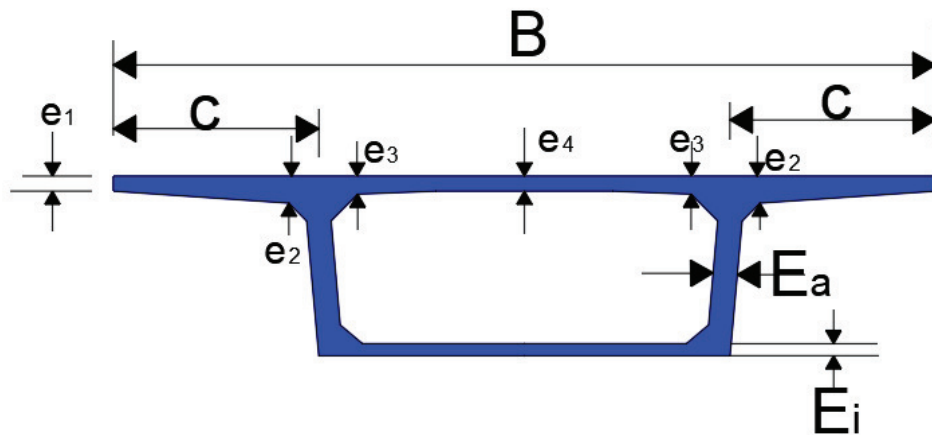


Figure III.16. Notations des dimensions du voussoir

Tableau III.4. Prédimensionnement de la section transversale du voussoir

Élément	Formule/ intervalle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$L/25 < H < L/20$	2.5 m
Largeur du voussoir	B : Largeur du tablier	13.8 m
Largeur de l'encorbellement	C : $B/4$	3.45 m
Largeur de la nervure de l'intrados	$D = B - 2C$	6.9 m

Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	40°
Epaisseur de l'âme	$E_a \geq L/275 + 1.25B/L - 0.125$	0.40 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur à mi-portée e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0.25 m
e1	e1 > 16 à 18cm	0.25m
e2	$C/8 < e2 < C/7$	0.45m
e3	$e3 \geq e2 - 0.1m$ et $e3 \geq 1.5 e4$	0.4m
Ei	$E_i \geq 18$ à 22cm	0.25m

Voussoir sur pile

C'est un voussoir plein d'une ouverture de 1.8 m de largeur, et de 0.8 m de hauteur.

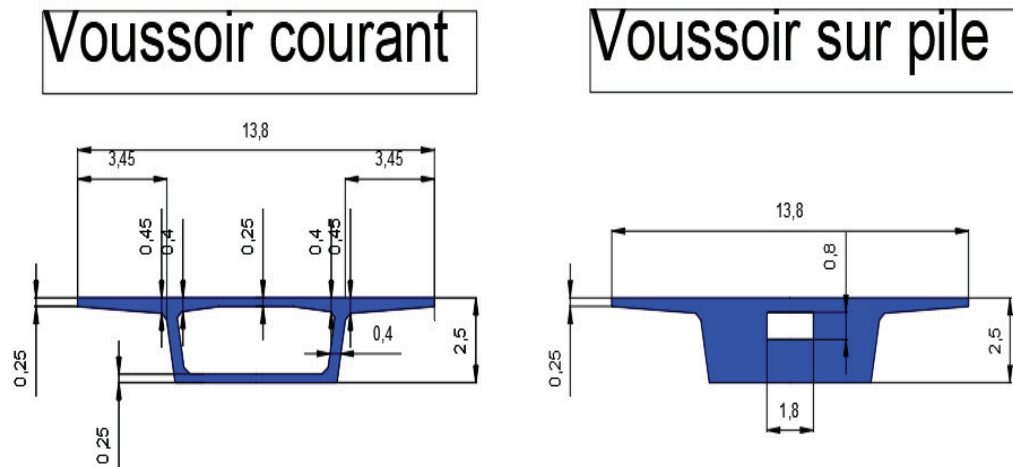


Figure III.17. Les dimensions des voussoirs (VSP et VC)

Conception longitudinale

Le pont que nous proposons comprend trois travées intermédiaires de 50 m, 2 travées de rive de 35 m de longueur chacune ce qui nous donne une longueur totale de 220 m.

Découpage des voussoirs (selon SETRA) :

-La longueur des voussoirs courants est constante est varié de 2.5 m à 4 m :

On prend une longueur égale à 3 m.

-Pour les voussoirs sur piles, en effet il faut qu'ils aient une longueur égale à deux fois celle du voussoir courant, pour le montage de l'équipage de réalisation :

On pose une longueur du voussoir sur pile égale à 6 m.

Avec ces valeurs on obtient un nombre total de voussoirs égale : **N= 71**

- Voussoirs sur pile VSP : 4 voussoirs.

- Voussoirs courants VC : 62 voussoirs
- Voussoirs de clavage : 5 voussoirs

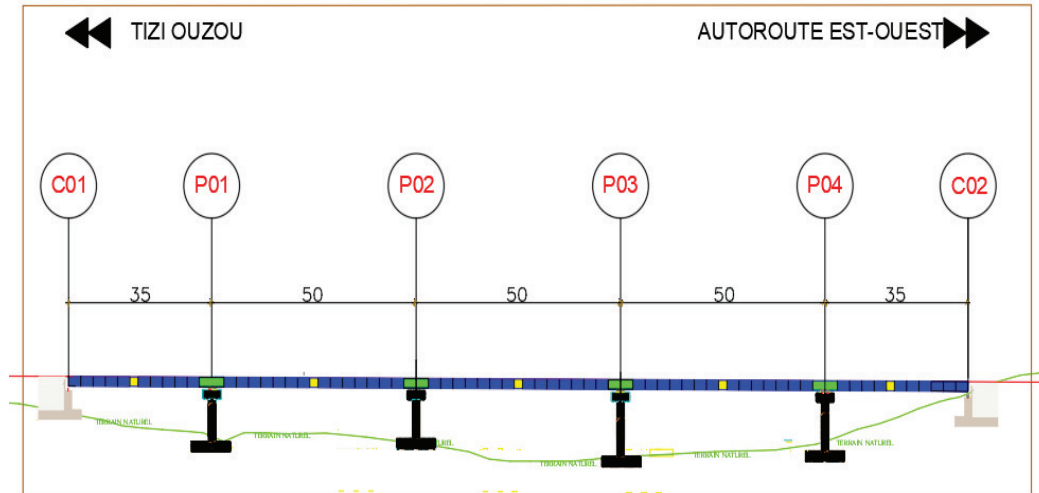


Figure III.18. Vue longitudinale de la variante 03

III.4. ANALYSE MULTICRITERES

Sur cette phase, on fait une comparaison entre les trois variantes sur la base des critères qui relient aux avantages et inconvénients de chaque variante afin de choisir le type de pont qui répond au mieux aux besoins, en tenant compte dans cette analyse les facteurs suivants :

- Coût
- Délai d'exécution
- La réalisation
- Entretien...

Tableau III.5. Comparaison des trois variantes (avantage/inconvénient)

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante01 : pont de type VIPP	<ol style="list-style-type: none"> 1.Un mode de réalisation qui permet de se dispenser des cintres ou d'échafaudages. 2. Le fonctionnement isostatique du pont qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis. 3.La préfabrication des poutres réduit le délai d'exécution de l'ouvrage. 	<ol style="list-style-type: none"> 1.S'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 2.Nombre d'appuis peu importantes au deux autres variants. 3.Poids propre très important. 4.Déformation des poutres par fluage qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
Variante02 : pont mixte bipoutre	<ol style="list-style-type: none"> 1.Possibilité de franchir de grandes portées. 2.Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation. 	<ol style="list-style-type: none"> 1.La corrosion des éléments en acier. 2.Entretien périodique. 3.Un coût de réalisation très élevé.

		4.La nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération de soudage.
Variante03 : pont à caisson fermé à hauteur constante	1.Franchissement des grandes portées qui permet de réduire l'implantation des appuis. 2.Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	1.Poids très important de la structure. 2.Difficulté d'exécution surtout dans la mise en tension des câbles de précontrainte.

Tableau III.6. Devis estimatif du coût des trois tabliers

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITES	QUANTITES	PRIX UNITAIRE	MONTANT (DA)
DALLE					
1.1	Béton 40 pour la dalle/coffrage	M ³	728.64	35000.00	25502400.00
1.2	Acier à haute adhérence Fe E500	T	145.72	165000.00	24043800.00
					49546200.00
POUTRES					
2.1	POUTRES DE 35m/COFFRAGE	M ³	1454.76	40000.00	58190400.00
2.2	Acier à haute adhérence Fe E500	T	174.571	165000.00	28804215.00
2.3	Acier de précontrainte	T	58.1904	500000.00	29095200.00
TOTAL EN HT					116089815.00 165636015.00

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITES	QUANTITES	PRIX UNITAIRE	MONTANT(DA)
SUPERSTRUCTURE					
1.1	Voussoirs coulé sur place avec l'équipement	M ³	1943.836	85000.00	165226060.00
1.2	Acier à haute adhérence Fe E500	T	291.575	165000.00	48109941.00
1.3	Acier de précontrainte	T	87.4726	500000.00	43736310.00
TOTAL EN HT					257072311.00

DALLE					
1.1	Béton 35 pour la dalle/coffrage	M ³	724.5	35000.00	25357500.00
1.2	Acier à haute	T	144.9	165000.00	23908500.00

adhérence Fe E500				49266000.00	
POUTRES					
2.1	Acier de poutres métalliques	M ³	524.23	450000.00	235907100.00
TOTAL EN HT				285173100.00	

III.5.CHOIX DE LA VARIANTE

Le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères montre que chaque variante présente des avantages qui sont absents chez l'autre.

On prend par exemple les deux variantes 02 et 03 (pont mixte bi-poutre et pont à caisson fermé à hauteur constante) sont écartées, présentent des travées de longueurs importantes, ça permet de réduire le nombre des appuis intermédiaires par rapport à la variante 01, néanmoins le mode d'exécution du pont à caisson fermé et le coût très élevé et l'entretien du pont mixte bi-poutre peuvent s'opposer à ces choix.

D'autre part, le coût approximatif qu'on a estimé pour les tabliers des trois variantes montre une différence importante entre le coût de la variante 01 et celui de la variante 02 et 03.

Alors, on opte pour la variante 01 : **pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension** qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents plans de comparaison : le cout, délai et facilité d'exécution, facilité au niveau de l'étude...

III.6.CONCLUSION

Le choix de la variante qu'on a fait reste toujours théorique à cause des conditions qu'on n'a pas les pris en considération, les moyens de l'entreprise de réalisation, la difficulté d'accès au site. Mais généralement on peut dire c'est la variante la plus correspondante qui sera par la suite le sujet de notre étude dans les chapitres suivants.

IV.1.INTRODUCTION

La réalisation d'un ouvrage qui répond au bon fonctionnement, nécessite au début un choix des matériaux de construction et de formes géométriques adoptées pour les éléments de la structure.

Le but c'est d'optimiser la forme géométrique des éléments de la structure et d'améliorer les caractéristiques des matériaux (béton, acier).

Dans ce présent chapitre on va montrer et définir les caractéristiques des matériaux de construction sélectionnés et les propriétés géométriques des éléments du tablier et on va faire un petit rappel concernant les hypothèses et les règles (les normes) de calcul utilisé.

IV.2.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On définit les caractéristiques des matériaux (béton, acier) qu'on va les utiliser pour la réalisation de l'ouvrage :

IV.2.1.Béton

Tableau IV.1. Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	40	30
f_{t28} (MPa)	3	2.4
Ciment utilisé	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (kg/m ³)	450	350

Sachant que :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

Et la densité du béton armé est : 25KN/m³

IV.2.2.Aciers

IV.2.2.1.Armatures passives

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences (HA) qui ont pour les caractéristiques :

- Nuance Fe E500
- Limite d'élasticité Fe = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : $E_s = 2.10^5$ MPa
- Les diamètres commerciaux des barres HA sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Et la longueur courante de livraison est de 12m.

IV.2.2.2.Armatures de précontraintes

On utilise des câbles de précontraintes de type : **12T15** (douze torons à très basse relaxation de 15.3mm de diamètre)

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontraintes utilisés sont :

- Caractéristiques géométriques des câbles :

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Section nominale d'un toron **140 mm²**
- Section nominale d'un câble **1680 mm²**
- Diamètre nominale d'un toron **15.3 mm**
- Diamètre de la gaine **8 cm**

- Caractéristiques mécaniques :

- Module d'élasticité **$E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$.**
- Coefficient de frottement de courbure **$f = 0,18\ \text{rad}^{-1}$.**
- Coefficient de perte par frottement linéaire **$\varphi = 0,002\ \text{m}^{-1}$.**
- Relaxation des câbles à **1000 heures** **$\rho_{1000} = 2.5\%$**
- Coefficient de Recul d'ancrage **6mm**
- Contrainte de rupture garantie **$f_{prg} = 1770\ \text{MPa}$**
- Contrainte limite élastique garantie **$f_{peg} = 1593\ \text{MPa}$.**

IV.2.3. Contraintes admissibles

IV.2.3.1. Béton

- Contrainte admissible à la compression

La contrainte admissible à la compression dans le béton est donnée par la formule suivante :

A l'ELU :

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

Avec :

θ : dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 & t > 24\text{h} \\ \theta &= 0.9 & 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta &= 0.85 & t < 1\text{h} \end{aligned}$$

Et :

γ_b : dépend de la situation du projet :

$\gamma_b = 1.5$: en situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1.15$: en situation accidentelle

A l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$

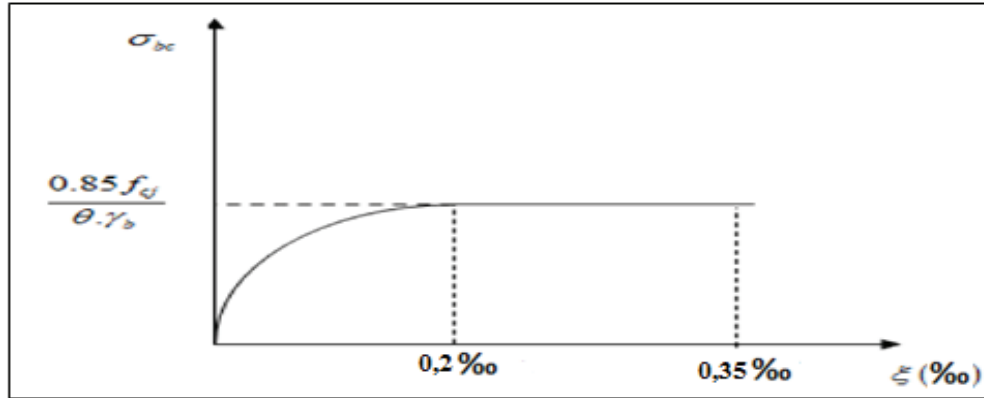


Figure IV.1. Diagramme contrainte-déformation du béton

Le tableau suivant représente les valeurs des contraintes admissibles dans le béton aux états limites :

Tableau IV.2. Contrainte admissible à la compression du béton

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.66
		$\gamma_b = 1.15$	29.56
ELS	f_{bc} (MPa)	24	18

• **Déformation longitudinale du béton**

Le béton subit à une déformation sous l'effet d'une charge appliquée, le module de déformation longitudinal du béton définit par les formules suivantes :

- Module de déformation instantanée du béton (durée d'application des charges <24h) : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$
- Module de déformation différé (sous un chargement de longue durée) : $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$

Tableau IV.3. Module de déformation du béton

	Superstructure	Infrastructure
E_{ij} (MPa)	$37,619.10^3$	$34,179.10^3$
E_{vj} (MPa)	$12,102.10^3$	$11,496.10^3$

Armature

• **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau IV.4. Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELS

Fissuration	Contraintes limites (MPa)	Super	Infra
Peu nuisible	$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1.15$	434.78
		$\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \max \max[0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}] / n=1.6$	250	250
Très	$\bar{\sigma}_s = \max[0.4 f_e ; 88 \sqrt{n \cdot f_{tj}}] / n=1.6$	200	200

préjudiciable

Avec :

$\eta = 1$: treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1.6$: aciers à haute adhérence.

Et :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj}$$

IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La section transversale de la poutre a une variation au niveau de l'âme, augmentation de l'épaisseur sur les extrémités, on distingue trois sections différentes (section d'about, section intermédiaire, section médiane) qui ont les caractéristiques géométriques suivantes :

I_g: moment d'inertie de la section brute par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

B_{brute}: L'aire brute de la section .

v : distance du centre de gravité à la fibre supérieure

v' : distance du centre de gravité à fibre inférieure

Les résultats suivants obtenus à l'aide du logiciel de calcul Autocad :

Tableau IV.5. Caractéristiques géométriques de la poutre

Section	About	Médiane
B _{brute} (m ²)	1.1312	0.7112
v (m)	0.932	0.9583
v' (m)	0.818	0.7917
I _g (m ⁴)	0.3156	0.2838

IV.4. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le calcul de l'ouvrage sera effectué conformément aux :

1. Règle **B.A.E.L 99** modifiées 99 : règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et construction en béton armé, aux états limites.
2. Règle **B.P.E.L 91** : règles de conception et de calcul des ouvrages et de construction en béton précontraint, aux états limites.
3. **R.C.P.R** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
4. **R.P.O.A 2008** : Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art.
5. **Fascicule 62** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

IV.5.CONCLUSION

La définition des matériaux et leurs caractéristiques est indispensable pour le dimensionnement des éléments de la structure qu'on va les traiter dans les chapitres suivants.

V.1.INTRODUCTION

Le pont doit être capable de résister pendant toute sa durée de service à tous les efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus aux surcharges d'exploitation et toute l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle.

Dans ce présent chapitre, on va décrire et évaluer toutes les actions principales applicable au pont selon RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes) afin de déterminer les efforts engendrés par ces charges.

V.2.DESCRPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

A propos aux actions appliquées à l'ouvrage, on distingue :

- **Les charges permanentes** : elles comprennent :
 - Poids propre des poutres.
 - Poids de la dalle.
 - Poids des entretoises.
- **Les compléments des charges permanentes** : tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont (revêtement, garde-corps, la glissière de sécurité, la corniche et les trottoirs).
- **Les surcharges (actions dues au trafic)** : sont toutes les actions qui dues à l'exploitation de l'ouvrage, on va s'intéresser aux :
 - Système de charge routière type **A(I)**
 - Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)**
 - Système de charge militaire **Mc 120**
 - Convoi exceptionnel **D 240**

Sans oublier les surcharges sur les trottoirs.

V.3.EVALUATION DES ACTIONS

V.3.1.Evaluation des actions hors trafic

V.3.1.1Charges permanentes

- **Poids propre des poutres**

La poutre qu'on a conçue est à section variable présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme, comme présente la figure ci-dessous :



Figure V.1. Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale

- Poids propre des poutres : $P_{poutres} = 2 \times n \times \rho_{ba} \times V$
Sachant que :
 - n : représente le nombre des poutres par travée et égale à 9 poutres.
 - ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé = 25 KN/m³
 - V : le volume de la moitié de la poutre en : m³

Tableau V.1. Calcul du volume de la poutre

Section	About	Intermédiaire	Médiane
Longueur (m)	1.75	1.5	14.25
Aire en (m ²)	1.1313	0.9059	0.7112
Volume V_i (m ³)	1.98	1.3588	10.134
Volume total (m ³)		13.47	

Donc :

$$P_{poutres} = 2 \times 9 \times 25 \times 13.47$$

$$P_{poutres} = \mathbf{6062.76 \text{ KN}}$$

- **Poids de l'hourdis**

$$P_{hourdis} = L \times l \times e \times \rho_{ba}$$

Sachant que :

- L : longueur de l'hourdis, égale à 35m.
- l : largeur de l'hourdis, égale à 13.8m.
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0.25m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé : 25 KN/m³

Donc :

$$P_{hourdis} = \mathbf{3018.75 \text{ KN}}$$

- **Poids des entretoises**

$$P_{entretoises} = 2 \times n \times S \times e' \times \rho_{ba}$$

Sachant que :

- n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 8 entretoises.
- S : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 1.215m².
- e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.35m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé : 25 KN/m³

Donc :

$$P_{entretoises} = \mathbf{170.1 \text{ KN}}$$

V.3.1.2. Charges permanentes complémentaires

- **Poids du revêtement et des trottoirs**

Tableau V.2. Poids du trottoirs + revêtement

Elément	Epaisseur e(m)	Largeur (m)	Poids volumique du matériau ρ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Revêtement	0.08	12.5	22	22
Trottoirs	0.2	2×0.65	25	9.75

- **Poids de la corniche**
 $P_{\text{corniche}} = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ KN/ml}$
- **Poids du (garde-corps et glissière de sécurité)**
 (pour les deux cotés)
 $P = 2 \times 2 \text{ KN/ml} = 4 \text{ KN/ml}$

Le tableau suivant récapitule toutes les valeurs des charges permanentes et les charges permanentes complémentaires :

Tableau V.3. Les valeurs des charges permanentes

Les éléments	Poids en (KN)
Les poutres	6062.76
L'hourdis	3018.75
Les entretoises	170.1
Les équipements	1312.5

Donc, la charge permanente totale pour une travée égale : **G = 10 564.11 KN**

Action thermique

Le gradient thermique c'est la variation de température entre l'échauffement et le refroidissement de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2-RCPR, en phase de construction ($\pm 12^\circ\text{C}$), en phase de service ($\pm 7^\circ\text{C}$).

Au nord de l'Algérie, on a une variation uniforme de température de: $+35^\circ\text{C}$ jusqu'à -15°C .

V.3.2.Evaluation des actions dues au trafic

Les caractéristiques de pont

Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie et classe de pont

- **Largeur roulable**
 La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre cas : **L_R = 12.5m.**

- **Largeur chargeable**
 La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe. Dans le cas contraire, on garde la largeur

roulable.

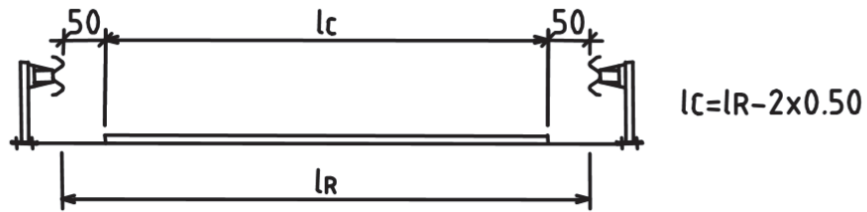


Figure V.2. La largeur roulable et la largeur chargeable

Dans ce cas : $L_C = 12.5 - 2 \times 0.5 = 11.5\text{m}$.

- **Nombre de voies**

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = [L_C/3] = [11.5/3] = [3.833] = 3$$

On va prendre : $N = 3$ voies.

- **Largeur d'une voie**

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_V = \frac{L_C}{3} = \frac{11.5}{3} = 3.83\text{m}$$

- **Classe du pont**

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Tableau V.4. Les classes des ponts selon le RCPR

Classe de pont	Description
1ere classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_R > 7\text{m}$ Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées Tous les ponts urbains ou en zone industrielle Les ponts qui ont $L_R < 7\text{m}$, qui sont désignés par le CCTP
2eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : $5.5\text{m} < L_R < 7\text{m}$
3eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : $L_R \leq 5.5\text{m}$

On a : $L_R = 12.5\text{m} > 7\text{m}$, **donc notre pont est de 1 ère classe.**

Les systèmes de charge à considérer

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type **A(I)**

- Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)**
- Système de charge militaire **Mc 120**
- Convoi exceptionnel **D 240**

V.3.2.1. Système de charge A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients.

La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \quad [\text{KN/m}^2]$$

l : la longueur chargée du tablier en (m)

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{35+12} = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

- En fonction de la classe de pont et du nombre de voies la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients **a1** du tableau **4.1-RCPR**

Tableau V.5. Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées

Classe du pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	5
Première	1	1	0.9	0.75	0.75
Deuxième	1	0.9	-	-	-
Troisième	0.9	0.8	-	-	-

- La charge A1 est obtenue par :

$$A1 = \max \begin{cases} 4 - 0.002l \\ a1 \times A(l) \end{cases}$$

$$A1 = \max \begin{cases} 4 - 0.002 \times 35 = 3.93 \text{ KN/m} \\ a1 \times A(l) = 0.9 \times 9.96 = 8.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc : A1 = 8.96 KN/m²

- La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient **a2 = v0/v**, v étant largeur d'une voie et **v0 = 3.5m** en fonction de la classe du pont du tableau **4.2-RCPR**
- La charge **A2 = a2×A1** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats finaux obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. La valeur de la charge A(l)

N des voies	L (m)	a1	a2	A(l)xa1xa2	Lv	A(l)
-------------	-------	----	----	------------	----	------

		A(l) (kN/m ²)			(kN/m ²)	(m)	(kN/ml)
1	35	9,96	1	0.91	9.09	3.83	34.86
2	35	9,96	1	0.91	9.09	7.67	69.72
3	35	9,96	0,9	0.91	8.18	11.50	94.12

V.3.2.2. 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.

Système de charge Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. La figure ci-dessous représente ses caractéristiques :

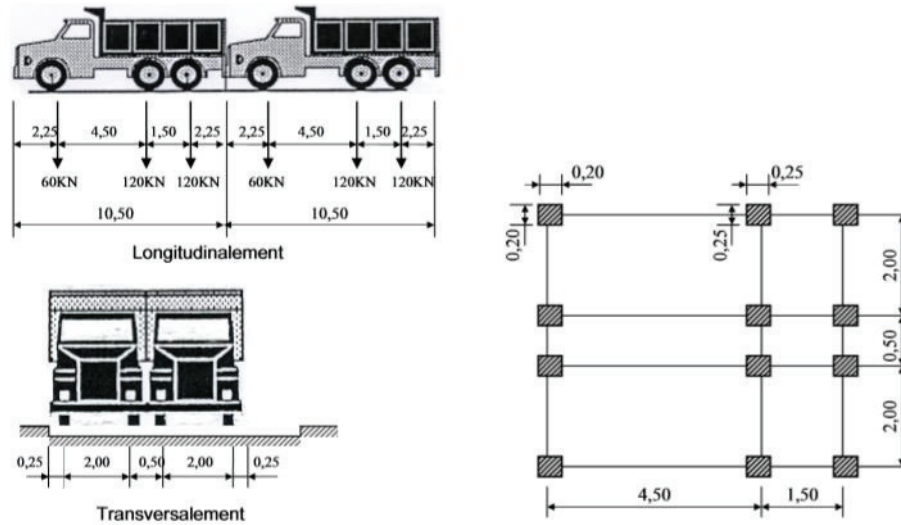


Figure V.3. Système de charge Bc

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c dépend de la classe du pont et le nombre de voies considérées est présenté dans le tableau 4.3-RCPR suivant :

Tableau V.7. Le coefficient de pondération b_c

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5

Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

Les résultats de la charge B_C sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Les résultats de calcul de la charge B_C

Nombre de voies	B_C (KN)	b_C	$B_C \times b_C$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r 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.

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

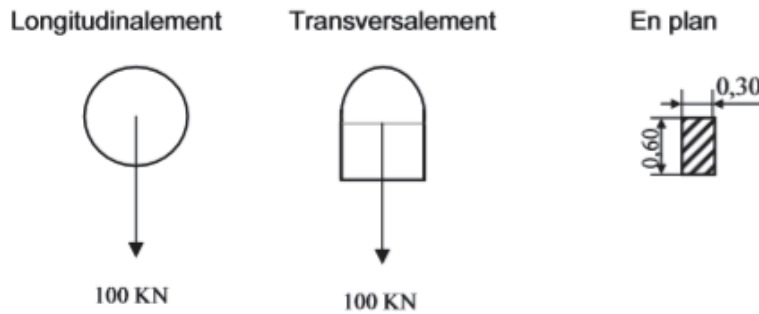


Figure V.4. Système de charge B_r

Système de charge B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques de la figure suivante :

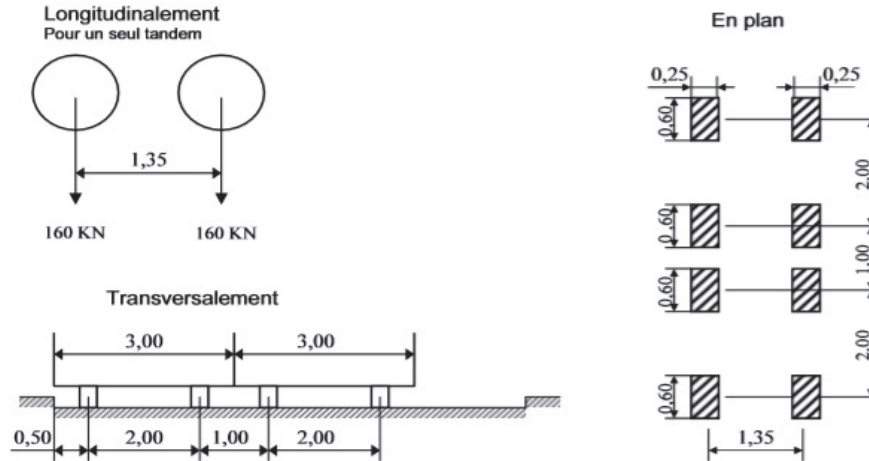


Figure V.5. Système de charge Bt

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par un coefficient b_t qui dépend de la classe du pont, le tableau 4-4/RCPR présente ses valeurs (pour notre pont $b_t = 1.2$). Les résultats de la charge Bt sont montrés dans le tableau suivant

Tableau V.9. Les résultats de calcul de la charge Bt

Nombre de voies	Bt (KN)	b_t	$Bt \times b_t$ (KN)
1	320	1.2	384
2-3	640	1.2	768

V.3.2.3.Charge militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles leurs impacts sur la chaussée sont supposés uniformément chargé. La figure suivante (4-5/RCPR) présente ses caractéristiques :

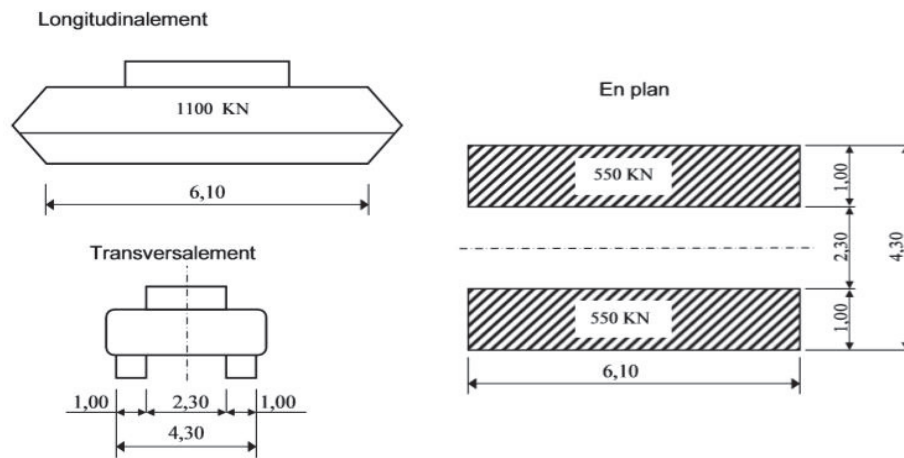


Figure V.6. Système de charge Mc 120

V.3.2.4.Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et Mc 120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en (m).
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. Le coefficient de majoration dynamique

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c	35	10564.1	1710	1.073
B _t			768	1.061
Br			100	1.051
Mc120			1100	1.065

V.3.2.5.Efforts de freinage

Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

Système de charge A

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035.S} \text{ en KN}$$

Avec :

S : la surface chargée en (m²)

Les résultats de l'effort de freinage pour les trois voies sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Les résultats de l'effort de freinage du système A(l)

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	134.17	9.09	59.60
2	268.33	9.09	116.53
3	402.50	8.18	153.87

V.3.2.6. Convoi exceptionnel D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul sur le pont (exclusif de toutes les autres charges) quel que soit la largeur et la longueur du pont. Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. 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.

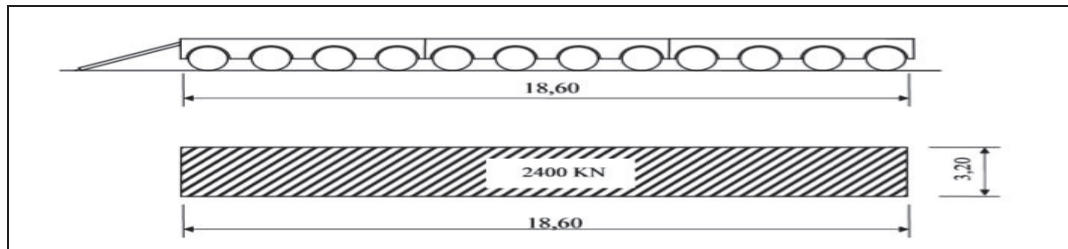


Figure V.7. Le convoi D240

V.4. CONCLUSION

On a défini dans ce chapitre les différents types de charges appliquées au pont selon le règlement Algérien (RCPR), afin de pouvoir modéliser la structure (l'objectif du chapitre suivant) et de calculer les sollicitations.

VI.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va déterminer les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) dus aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précédent, pour cela, on a opté le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2014 pour modéliser notre structure.

Tant que le pont est isostatique de six travées identiques et indépendantes, on s'intéressera de modéliser une seule travée qui est considérée représentative aux autres travées.

VI.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis permet de modéliser la structure de l'ouvrage, de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer les calculs sur des modèles complexes, avec une visualisation graphique, grâce d'un maillage qui nous permet d'obtenir une précision suffisante.

Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25cm, qui repose sur 9 poutres solidarisiées par des entretoises au l'about, l'ensemble reposent sur des appuis.

VI.3.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Les poutres

La poutre est modélisée en élément 'barre', et on introduit les trois sections de la poutre 'section d'about', 'section intermédiaire', et 'section médiane' avec le choix de matériau de construction (béton40).

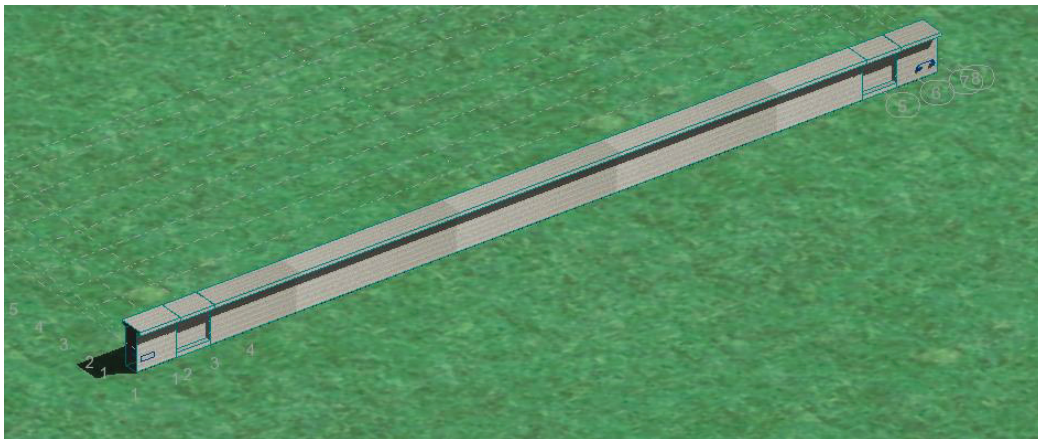


Figure VI.1. Modèle 3D de la poutre

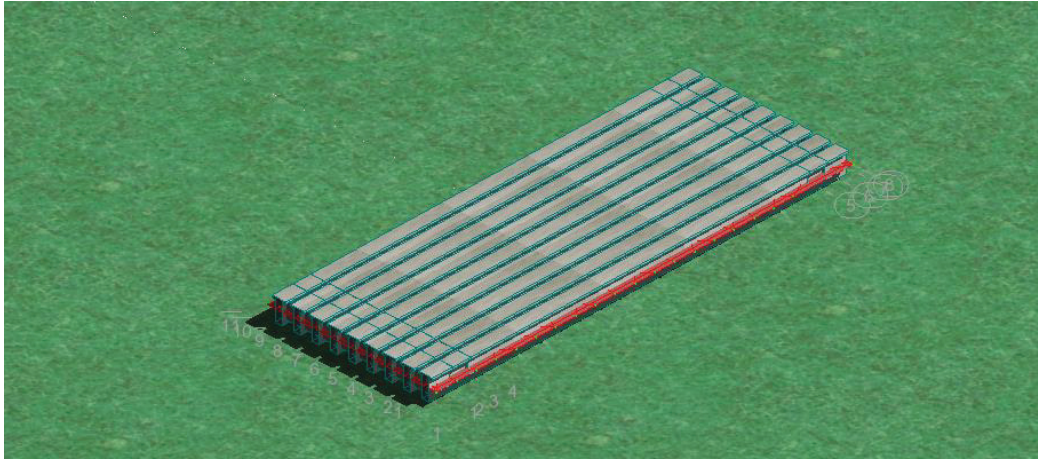


Figure VI.2. Les 9 poutres qui constituent le tablier

L'hourdis

On a utilisé l'élément 'panneau' pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction correspondant (béton40)

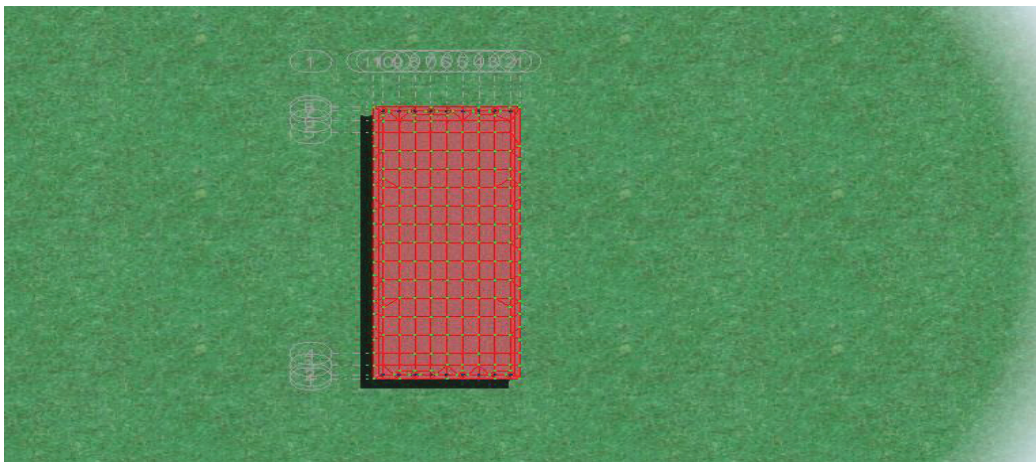
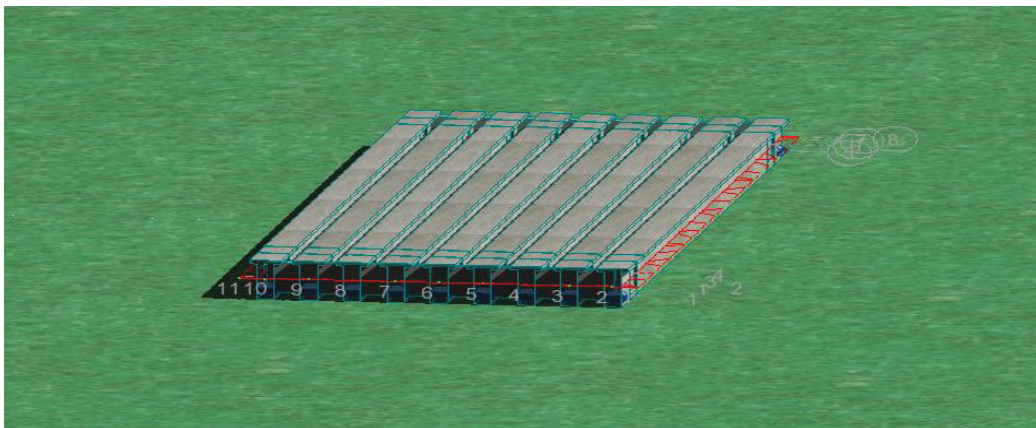


Figure VI. .3 Modèle dalle avec un maillage imposé



VI.4. LES CHARGES APPLIQUEES

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le chapitre précédent avec ses valeurs (Chapitre V : calcul des charges et surcharges)

VI.5. LES RESULTATS

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2014 sont présentés dans les figures suivantes :

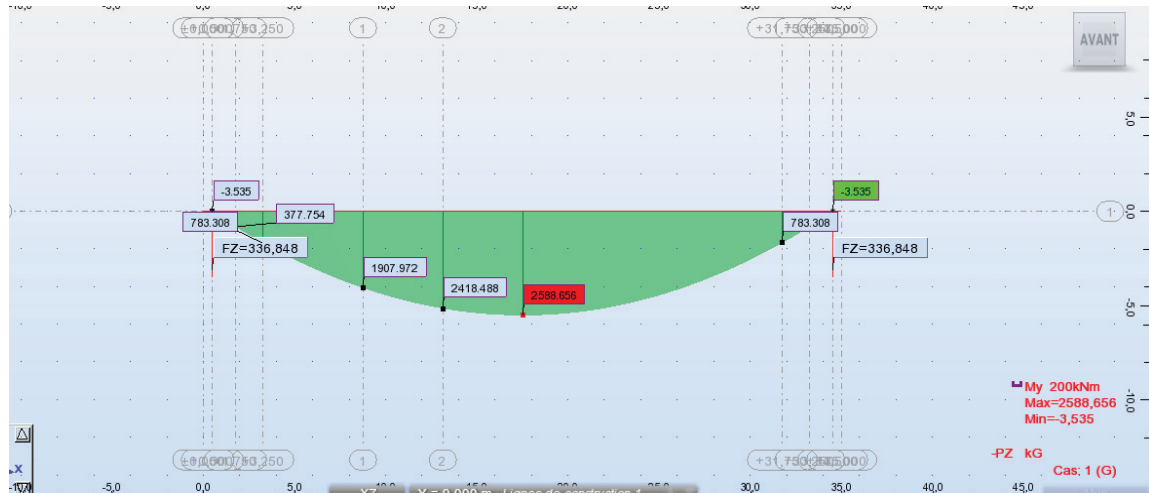


Figure VI.4. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

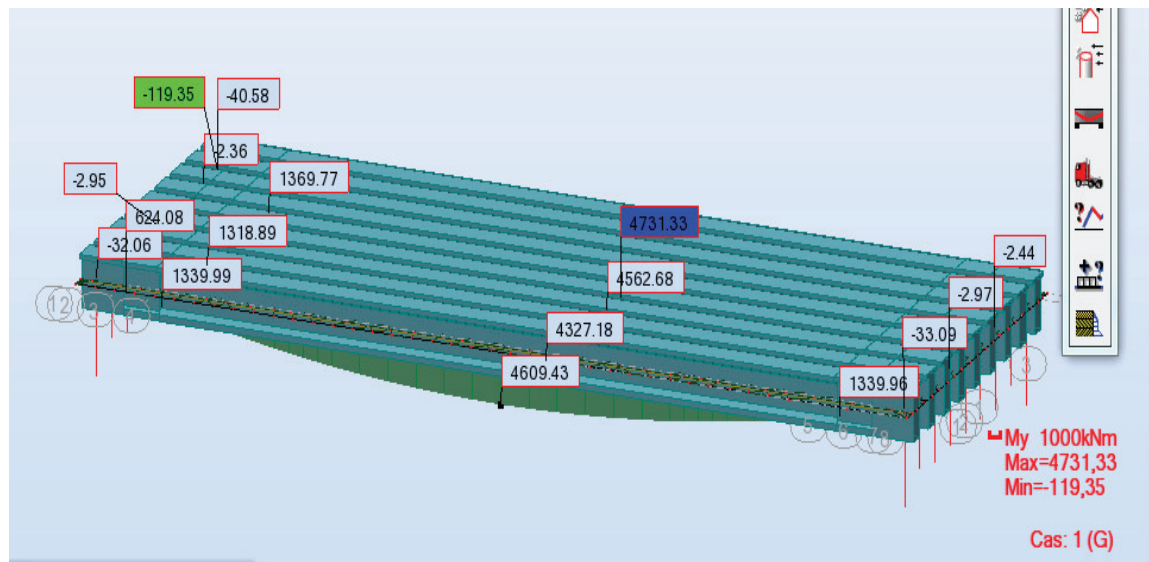


Figure VI.5. Moment max sous l'effet de la charge permanente

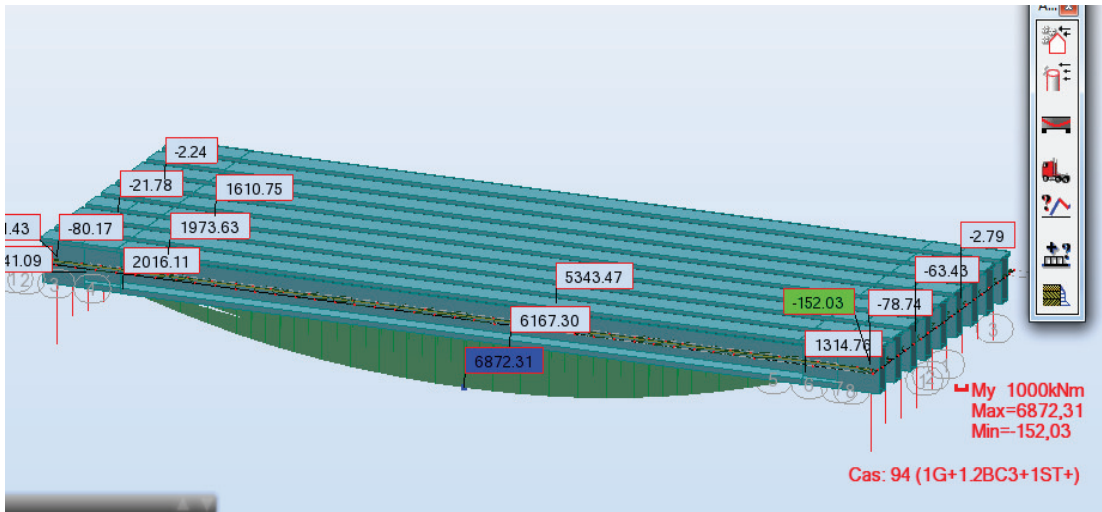


Figure VI.6. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

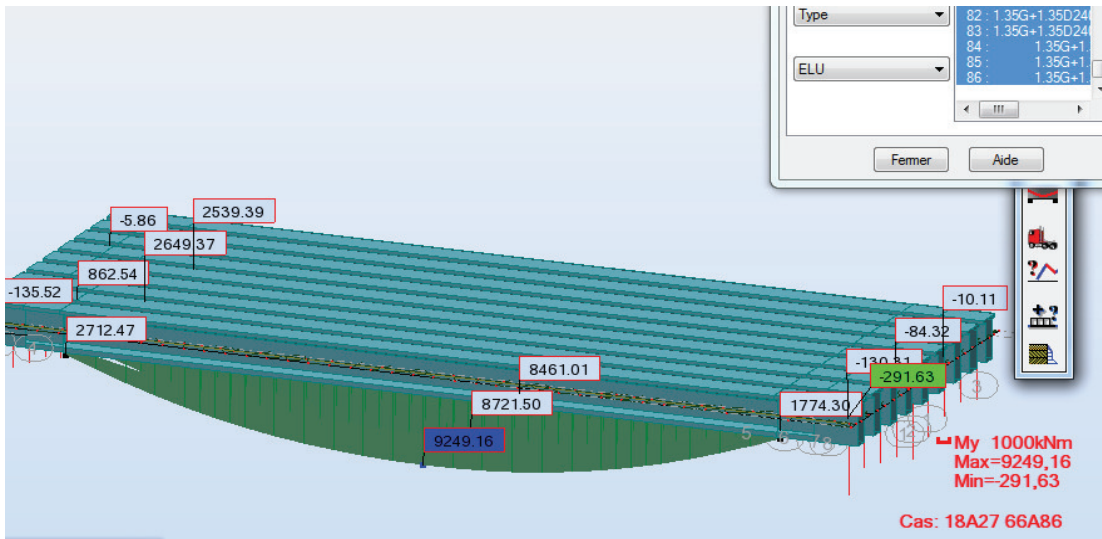


Figure VI.7. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

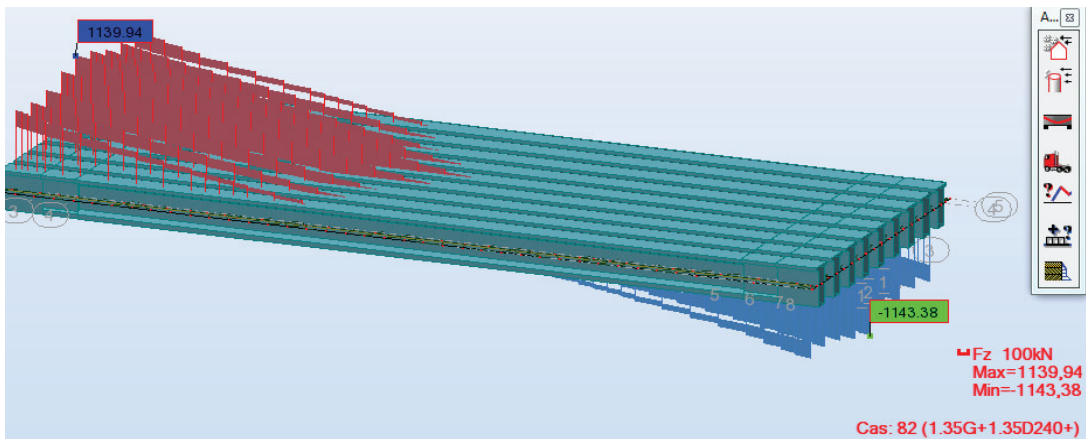


Figure VI.8. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

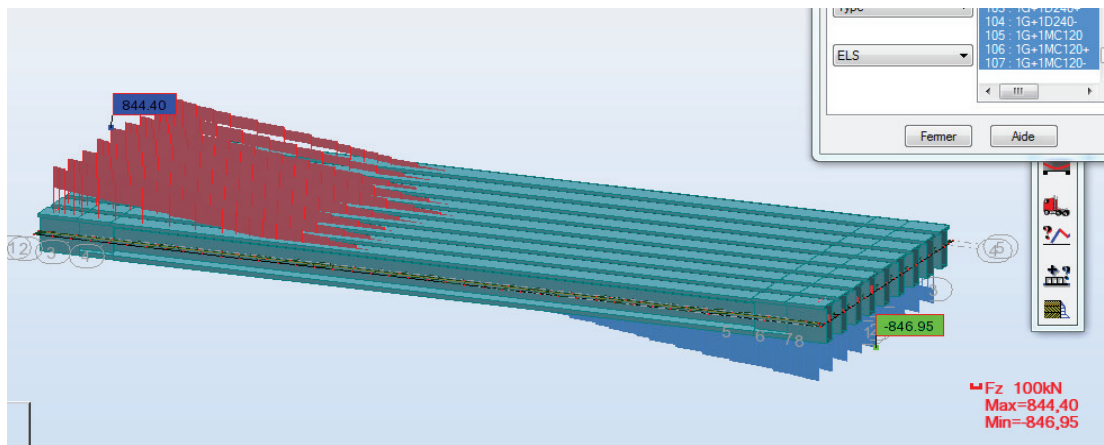


Figure VI.9. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

VI.6.CONCLUSION

On est arrivé à déterminer les sollicitations agissant à l'ouvrage grâce à la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2014. Donc, on peut dire que la modélisation numérique aujourd'hui est devenue indispensable qui permet de calculer les sollicitations sur des structures complexes d'une manière rapide et exacte mais ça reste qu'un outil qui facilite le travail de l'ingénieur toutefois son rôle d'interpréter les résultats et de les comprendre est nécessaire.

VII.1. INTRODUCTION

Le béton résiste mieux à la compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte. Notre ouvrage est un pont à poutres précontraintes par post tension, c'est-à-dire le béton frais est coulé dans le coffrage et après sa prise, des câbles sont enfilés dans des gaines laissés en attente dans ce dernier.

On va faire dans ce chapitre l'étude de la précontrainte : calcul du nombre de câbles, l'effort précontraint nécessaire pour la mise en tension, les vérifications des contraintes aux états limites et on se conclue par la détermination du ferrailage de la poutre.

VII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre.....
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Avant qu'on aille faire le dimensionnement de la précontrainte, on doit exiger quelques hypothèses et données pour le calcul :

VII.3.1. Classe de la précontrainte

Généralement, pour le cas des ouvrages d'art où le milieu est exposé aux intempéries, on considère la précontrainte de classe II.

Dans cette classe, on admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

Les valeurs limites pour les contraintes de traction sont précisées dans la figure suivante :

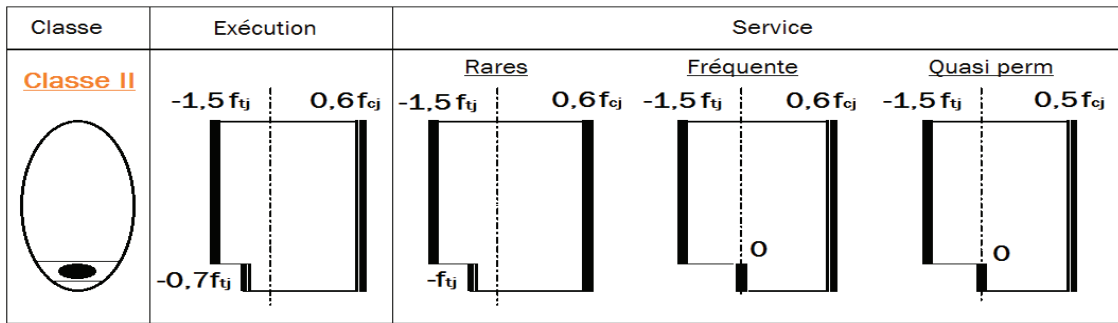


Figure VII.1. Caractéristiques de la classe II de la précontrainte

VII.3.2. Caractéristiques géométriques de la section

Sont les mêmes qui définies précédemment dans le chapitre IV :

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du tablier

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (m²)	1,13	1,50	0,7110	1,0862
v' (m)	0,93	1,16	0,9583	1,2748
v (m)	0,82	0,84	0,7917	0,7252
I_G (m⁴)	0,31	0,57	0,2561	0,4682
ρ	0,36	0,39	0,47	0,47

Avec :

-B : l'aire de la section considérée.

-v et v' : les distances entre le centre de gravité de la section et les fibres extrêmes (supérieure et inférieure respectivement)

-I_G : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.

- ρ : le rendement géométrique, donné par : $\rho = \frac{I}{B.v.v'}$

VII.3.3. Nombre de câbles

La valeur minimale de la précontrainte

Cette valeur représente la force de précontrainte minimale pour vérifier les contraintes de traction qui dépendent de la classe de la précontrainte, elle est donnée par :

$$P_{\min} = \sup (P_I, P_{II})$$

Sachant que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5.f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'état limite de service sont déterminés par le logiciel ROBOT, sont montrés ici :

Tableau VII.2. Les sollicitations (résultats de logiciel)

Les sollicitations	La valeur
M _{min} (sous l'effet de la charge permanente G)	4.731 MN.m
M _{max} (G+1.2Bc3+1ST)	6.872 MN.m
ΔM = M _{max} - M _{min}	2.141 MN.m
V _{max} (1G+1D240)	0.8459 MN
V _{min} (sous l'effet de la charge permanente G)	0.5609 MN

Remarque

Le calcul détaillé de la valeur minimale de la précontrainte est montré dans l'annexe B.

P_I = -1.55MN

P_{II} = 4.08MN

Donc : P_{min} = sup (P_I, P_{II}) = sup (-1.55 ; 4.08) = **4.08 MN**

Détermination de la force P₀

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est :

$$P_0 = \min \{(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\}$$

Rappelons que :

f_{prg} = 1770 MPa

f_{peg} = 1593 MPa

A_p = 1680 mm²

$$P_0 = \min \{(0,8 \times 1770 \times 1680) ; (0,9 \times 1593 \times 1680)\}$$

Donc : **P₀ = 2,38 MN**

Pour la détermination du nombre de câbles, on doit estimer le pourcentage des pertes de précontrainte qui varie généralement entre (20% et30%). On va le prendre 25% :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75P_0}$$

$$n \geq 4.08 / (0.75 \times 2.38)$$

$$n \geq 2.29$$

Donc on prend : **n = 3 câbles de 12T15**

VII.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les caractéristiques géométriques de la section à prendre sont celui de la poutre à mi-travée. La vérification des contraintes se fait en 04 phases de réalisation :

- **Phase 1**(après 7 jours du coulage de la poutre)

La mise en tension est à 50% et les pertes de la précontrainte sont de l'ordre de 10%

Selon le BAEL, pour un béton âgé de moins de 28 jours, on peut utiliser la formule

$$\text{suivante Si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } f_{c7} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} f_{c28} = \frac{7}{4.76 + 0.83 \times 7} \times 40 = 26.49 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times f_{c7} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c7} = 0.6 \times 26.49 = 15.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t7} = -1.5 \times 2.19 = -3.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 \times f_{t7} = -0.7 \times 2.19 = -1.53 \text{ MPa}$$

- **Phase 2**(après 28 jours du coulage de la poutre)

La mise en tension est à 100% et les pertes sont de l'ordre de 10%

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa ; } f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

- **Phase 3**(après le coulage de la dalle)

La mise en tension des câbles est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 15%

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa ; } f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

- **Phase 4**(l'ouvrage est en service)

La mise en tension est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de %25

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa ; } f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\left| \bar{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa} ; \text{ en service} \right.$$

Les fibres extrêmes de la section considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes pour chaque phases :

- La fibre supérieure ($y = + v$) :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (Pe_0 - M) \frac{v}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- La fibre inférieure ($y = - v'$) :

$$\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (Pe_0 - M) \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $e_0 = v' - d'$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. La vérification des contraintes

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Remarque
Phase 1	0,76	2,59	3,21	4,86	4,10	Vérifiée
Phase 2	0,76	2,59	6,42	1,85	17,73	Vérifiée
Phase 3	1,07	5,3	6,07	3,70	8,91	Vérifiée
Phase 4	1,07	6,87	5,35	6,66	1,88	Vérifiée

Après le calcul des contraintes normales dans les fibres extrêmes de la section médiane de la poutre, on a vu qu'elles sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter ce dimensionnement de la précontrainte pour la suite de calcul.

VII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VII.5.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et

ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about

VII.5.2. Allure des câbles de précontrainte

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times f / \ell^2$

- ℓ^2 : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole ;
- f est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

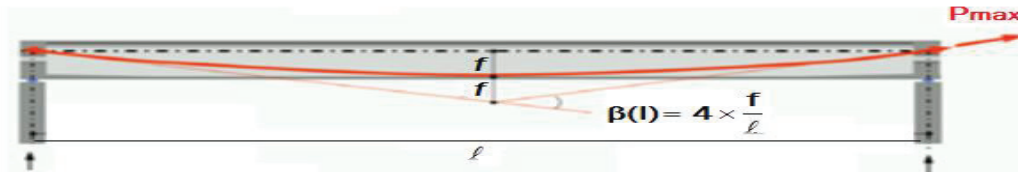
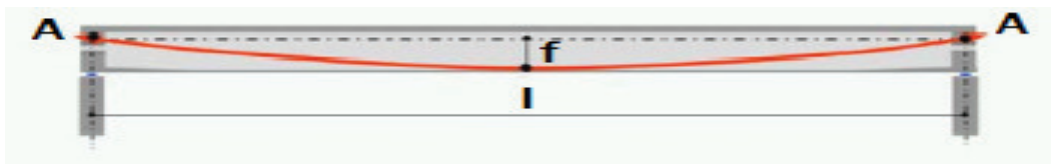


Figure VII.2. Tracé du câble



L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

Position des câbles dans la section d'about

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec la moyenne de centre de gravité de la section (d'about+dalle) et poutre seule.

La position du câble moyen est :

$$C = \frac{V'_{poutre\ seule} + V'_{poutre\ +\ hourdis}}{2} = \frac{0.93 + 1.16}{2} = 1.05\text{m}$$

Position des câbles dans la section médiane

On a $\phi = 8\text{cm}$ (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3^{ème} câble.

Le calcul détaillé de la disposition des câbles est montré dans **l'annexe B**

Tableau VII.4. La position des câbles dans la section d'about et médiane

Les câbles	Yi (m)	Yi (m)
	X = 0	X = L/2
C1	0,7	0,12
C2	1,05	0,2
C3	1,4	0,36

Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.2m à partir de son ancrage, elle permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, elle donnée par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

Avec :

V_M et V_m : l'effort tranchant maximal et minimal (obtenus par la modélisation)

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;

$$\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$$

\bar{T} : Contrainte tangentielle limité en état limite de service ;

$$\bar{T} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$$B_n = B_{Brute} - n.B_{gaine}$$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ;

$$b_n = b_0 - n \times \phi$$

n: nombre de lit = 1

b_0 : largeur brute de la section (largeur de l'âme dans la section d'about = 60cm)

B_{gaine} : surface de la gaine et ϕ représente son diamètre et égale à 8cm

Le calcul détaillé de l'angle de relevage est montré dans l'annexe B

Le tableau suivant montre les résultats de calcul de l'angle de relevage α et le rayon de courbure R et l'angle de déviation β :

Tableau VII.5. Les valeurs de f, R, β et α

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β (l) rad
			x=0	1,2	17,5			
C1	32,6	3,67	0,7	0,623	0,12	0,50	264,09	0,062
C2	32,6	5,37	1,05	0,937	0,2	0,74	180,20	0,090
C3	32,6	6,57	1,4	1,262	0,36	0,90	147,31	0,111

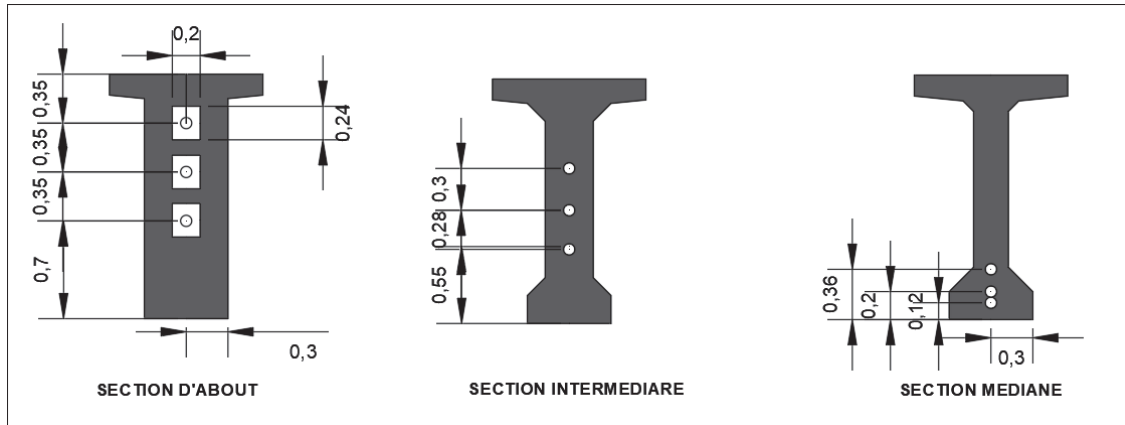


Figure VII.3. Positions des trois câbles dans les différentes sections de la poutre

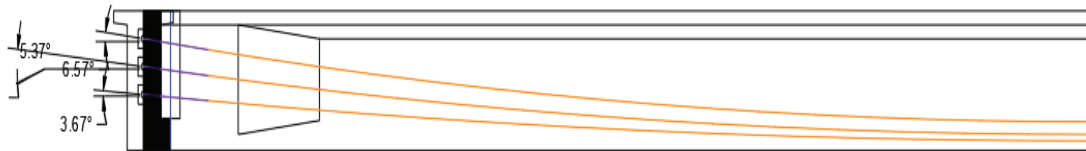


Figure VII.4. Allure des câbles de précontraintes

VII.6.CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

VII.6.1.Définition

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension du câble, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné. En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. On distingue deux familles des pertes de précontraintes:

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, elles sont dues au :
 - Frottement du câble dans sa gaine.
 - Recul d'ancrage.
 - Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.
- Les Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, on les distingue en :
 - Retrait du béton.
 - Fluage du béton.
 - Relaxation des aciers.

VII.6.2. Pertes instantanées

VII.6.2.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}$$

Avec :

σ_{p0} : la tension à l'origine, donnée par la formule : $\sigma_{p0} = \min \{(0.8 \times f_{prg}) ; (0.9 \times f_{peg})\}$

f : coefficient de frottement en courbe (rd⁻¹)

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ : coefficient de frottement en ligne (m⁻¹)

x : la distance de la section considérée (m)

Les Coefficients de frottement sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VII.6. Les coefficients de f et φ

Cas	Nature des armatures	F		Φ (m ⁻¹)
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22 - R)/100	0,16	0,002
	Torons	(22 - R)/100	0.18	

Les résultats de calcul des pertes par frottement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Les résultats de calcul des pertes par frottement

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	
X(m)	0	8.75	13.125	17.5	
Cable1	β (rad)	0,062			
	$f\beta + \varphi x$	0.011	0.0286	0.0374	0.04616
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	15.71	39.92	51.98	63.87
Cable2	β (rad)	0,090			
	$f\beta + \varphi x$	0.0162	0.0337	0.0424	0.0512
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	22.75	46.92	58.78	70.67
Cable3	β (rad)	0,111			
	$f\beta + \varphi x$	0.02	0.0375	0.046	0.055
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	28.03	52.11	63.66	75.77
$\Delta\sigma_\varphi$ moy (MPa)	22.16	46.31	58.14	70.10	
$\Delta\sigma_\varphi$ moy(%)	1.56	3.29	4.10	4.95	

VII.6.2.2.Perte par recul d'ancrage

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Elle est définie comme suit :

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$$

Avec :

k : constant; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

σ_{p0} : la contrainte initiale; $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage; $d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$

g : l'intensité du recul d'ancrage; g = 6 mm.

E_p : module d'élasticité des aciers; $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans les différentes sections de la poutre sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8. Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
X(m)	0	8.75	13.125	17.5
Cable1	K(m ⁻¹)	0.0026		
	d(m)	17.48		
	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	128.65	64.27	32.05
Cable2	K(m ⁻¹)	0,0029		
	d(m)	16.58		
	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	131.52	64.28	28.36
Cable3	K(m ⁻¹)	0,0031		
	d(m)	16.02		
	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	140.49	63.75	25.38
$\Delta\sigma_g$ moy(MPa)	133.55	64.1	28.59	0
$\Delta\sigma_g$ moy(%)	9.43	4.52	2.01	0

Remarque

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section (X=L/2) parce que : d < x=L/2 dans les trois câbles.

VII.6.2.3.Pertes par 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 :

$$\sigma_e = \frac{E_p}{2E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG}$$

P : effort de la précontrainte ; $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\phi - \Delta\sigma_g)$

A_p : section du câble de précontrainte ;

E_p : module d'élasticité de l'acier ; $E_p = 190\,000\text{MPa}$

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton ; $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

e : excentricité moyenne des câbles ;

M_p : moment du au poids propre de la poutre dans la section considérée ;

I_G : moment d'inertie de la section considérée ;

Tableau VII. 9. Les résultats de calcul des pertes par déformation instantanée du béton

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
X(m)	0	8.75	13.125	17.5
M_p (MN.m)	0	1.9	2.42	2.59
e (m)	-0.12	0.48	0.70	0.75
B (m ²)	1,13	0,71	0,71	0,71
I_G (m ⁴)	0.31	0.25	0.25	0.25
σ_{bi} (MPa)	5.91	11.68	15.75	17.03
σ_e (MPa)	14.92	29.43	39.7	42.74
σ_e (%)	1.05	2.07	2.8	3.01

VII.6.3.Pertes différées

VII.6.3.1.Perte par retrait du béton

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\epsilon_r [1-r(t_0)]$

La perte de tension par retrait du béton est donnée par : $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1-r(t_0)]$

Avec :

ϵ_r : retrait final, $\epsilon_r = 2.10^{-4}$ pour des régions tempérée et $E_p = 1.9.10^5$ MPa

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r$$

Donc : $\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$

Et : $\Delta\sigma_r = 2.68 \%$

VII.6.3.2.Perte par fluage du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

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

Avec :

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes instantanées dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10. Les résultats de calcul des pertes par fluage du béton

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
X(m)	0	8.75	13.125	17.5
M_p (MN.m)	0	5	5.6	5.99
e (m)	0,15	0,85	1,00	1.05
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	11.10	85.7	99.62	105.27
$\Delta\sigma_{fl}$ %	0.783	6.04	7	7.43

VII.6.3.3.Perte par relaxation du câble

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause du relâchement de ses fibres. C'est le phénomène de fatigue des matériaux ou relaxation. La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1\,000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec :

$\rho_{1\,000}$ (%) : coefficient de relaxation à 1 000 heures ; $\rho_{1\,000} = 2.5\%$

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

σ_i : la tension initiale dans la section considérée (après les pertes instantanées)

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11. Les résultats de calcul des pertes par relaxation

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
X(m)	0	8.75	13.125	17.5
σ_i (MPa)	1245.37	1276.16	1289.57	1302.9
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	51.1	55.7	57.75	59.82
$\Delta\sigma_{rel}$ %	3.6	3.93	4.07	4.22

Pertes différées totales

Le retrait et le fluage entraînent un raccourcissement du béton, donc une diminution de la perte par relaxation. L'expression de la perte différée finale est :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rel}$$

Résultats finaux

Les résultats finaux de calcul des pertes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12. Les résultats de calcul finaux des pertes

Position	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
X(m)	0	8.75	13.125	17.5
$\Delta\sigma_{\text{ins}}$ (MPa)	170.63	139.84	126.43	112.84
$\Delta\sigma_{\text{diff}}$ (MPa)	91.68	169.4	185.58	193.12
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ (MPa)	262.31	309.25	312.01	305.96
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ %	18.5	21.83	22.03	21.81

Le pourcentage des pertes totales calculé dans la section médiane est inférieur à l'estimation qu'on a fait précédemment dans le calcul du nombre de câbles. Donc on a bien estimé les pertes de précontrainte, on peut adopter ce dimensionnement pour la suite du calcul.

VII.7.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Dans ce paragraphe, on va vérifier 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 dicté par les règles en vigueur.

VII.7.1.Phases de vérification

Phase 1 :

Au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à **50%** de P_0 et consomment environ de **50%** des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_i = 4 \%$$

Phase 2 :

Au 28^{ème} jour, les câbles sont tirés à **100%** de P_0 , ils consomment **100%** des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_i = 7,99 \%$$

Phase 3 :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

$$\Delta\sigma = 14.90 \%$$

Phase 4 :

L'ouvrage est en service, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

$$\Delta\sigma = 21.81\%$$

VII.7.2.Caractéristiques des sections

Les caractéristiques géométriques des sections à prendre en considération dans la justification des contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.13. Les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
H (m)	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00
B _{nette} (m ²)	1,12	1,49	0,6962	1,0710	0,6962	1,0710	0,6962	1,0710
v _n (m)	0,820	0,804	0,837	0,720	0,777	0,720	0,7759	0,7200
v' _n (m)	0,9304	1,1962	0,9128	1,2800	0,9730	1,2800	0,9741	1,2800
I _{nG} (m ⁴)	0,3142	0,5967	0,2583	0,4816	0,2555	0,4763	0,2544	0,4746
ρ (%)	36,92	41,63	48,55	48,79	48,54	48,26	48,35	48,08

VII.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P₁ et P₂ avec :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

	%de la mise en tension	ΔP	P1	P2	d (x=0)	d (x=L/4)	d (x=3L/8)	d (x=L/2)
Phase 1	50	3,99	3,53	3,33	1,05	0,43	0,28	0,23
Phase 2	100	7,99	6,82	6,31	1,05	0,43	0,28	0,23
Phase 3	100	14,90	6,43	5,72	1,05	0,43	0,28	0,23
Phase 4	100	21,81	6,03	5,13	1,05	0,43	0,28	0,23

On doit vérifier la condition suivante : $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma(y) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

Avec :

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée ;

I_n : moment d'inertie nette de la section considérée ;

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : moment extérieur dépend de la phase considéré pour la vérification

y : la distance entre le centre de gravité de la section considérée aux fibres extrêmes.

Le tableau suivant montre les contraintes admissibles dans le béton en fonction de la classe de la précontrainte pour les 04 phases :

Tableau VII.14. Les valeurs des contraintes admissibles dans le béton

Les contraintes admissibles	Formule	j = 7 jours	j ≥ 28 jours
$\bar{\sigma}_{bc}$	$0.6f_{cj}$	15.89MPa	24MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	$-1.5ft_j$	-3.28MPa	-4.5MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (exécution)	$-0.7ft_j$	-1.53MPa	-2.1MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (service)	$-ft_j$	/	-3MPa

La vérification des contraintes normales est présentée dans les tableaux suivants :

Tableau VII.15. La vérification des contraintes à l'ELS

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,13	0,54	0,69	0,75	-0,13	0,54	0,69	0,75
M (EIS)		0,0000	1,9079	2,4185	2,5886	0,0000	1,9079	2,4185	2,5886
P1 (MN)		3,53	3,53	3,53	3,53	6,82	6,82	6,82	6,82
P2 (MN)		3,33	3,33	3,33	3,33	6,31	6,31	6,31	6,31
σ_p	σ_{sup}	0,00	5,76	7,34	7,87	0,00	5,77	7,34	7,87
(MPa)	σ_{inf}	0,00	-7,16	-6,61	-9,88	0,00	-7,17	-9,20	-7,18
σ_{P1}	σ_{sup}	4,40	-0,59	-2,33	-2,90	8,52	-1,14	-4,50	-5,60
(MPa)	σ_{inf}	1,81	12,19	14,42	15,23	3,51	23,60	27,91	29,48
σ_{P2}	σ_{sup}	4,15	-0,56	-2,19	-2,73	7,88	-1,06	-4,16	-5,18
(MPa)	σ_{inf}	1,71	11,50	13,60	14,37	3,24	21,82	25,81	27,26
σ_{Max}	σ_{sup}	4,40	5,17	5,02	4,97	8,52	4,63	2,84	2,26
(MPa)	σ_{inf}	1,81	5,03	7,81	5,35	3,51	16,43	18,71	22,29
σ_{Min}	σ_{sup}	4,15	5,20	5,15	5,14	7,88	4,71	3,18	2,69
(MPa)	σ_{inf}	1,71	4,34	6,99	4,49	3,24	14,65	16,61	20,07

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,14	0,88	1,04	1,09	0,14	0,88	1,04	1,09
M(EIS)		0,00	3,20	4,02	4,731	0	5,4	6,1	6,87
P1 (MN)		6,43	6,43	6,43	6,43	6,03	6,03	6,03	6,03
P2 (MN)		5,72	5,72	5,72	5,72	5,13	5,13	5,13	5,13
σ_p	σ_{sup}	0,00	4,54	5,73	6,76	0,00	7,65	8,70	9,82
(MPa)	σ_{inf}	0,00	-8,78	-11,15	-13,17	0,00	-14,82	-16,92	-19,14
σ_{P1}	σ_{sup}	2,93	-2,38	-3,86	-4,39	2,75	-2,24	-3,62	-4,12
(MPa)	σ_{inf}	5,94	21,27	24,22	25,27	5,58	19,97	22,73	23,72
σ_{P2}	σ_{sup}	2,60	0,41	-0,35	-3,90	5,18	0,78	-0,66	-3,50
(MPa)	σ_{inf}	5,29	18,92	21,54	22,48	4,74	16,96	19,31	20,15
σ_{Max}	σ_{sup}	2,93	2,15	1,87	2,37	2,75	5,42	5,07	5,70
(MPa)	σ_{inf}	5,94	12,49	13,07	12,10	5,58	5,15	5,81	4,59
σ_{Min}	σ_{sup}	2,60	4,95	5,38	2,86	5,18	8,44	8,04	6,32
(MPa)	σ_{inf}	5,29	10,14	10,39	9,31	4,74	2,14	2,39	1,02

La condition de vérification est vérifiée dans toutes les phases de construction et d'exploitation et pour les quatre différentes sections de la poutre.

VII.7.4. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

Le but de cette justification 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 ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Si : $\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$ donc : $\bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2$ alors il suffit de vérifier si : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle à l'ELS, est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

où :

$$V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin \alpha_i$$

S_n : moment statique par rapport au centre de gravité de la section :

$$S_n = v' \times B_n$$

b_n : largeur nette de la section d'about : $b_n = 0.52m$

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^3 P_i \times \cos \alpha_i$$

Le calcul est détaillé en annexe B

Remarque : La condition est vérifiée

VII.8. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES CONTRAINTES TANGENTILLES A L'ELU

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

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

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

Dans laquelle :

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$

Application numérique :

$V_{ult} = 1.143 \text{ MN}$; $V_{red} = 0.633 \text{ MN}$; $S_n = 1.78m^3$; $I_n = 0.6m^4$; $b_n = 0.52m$; $B_n = 1.49m^2$; $\sigma_x = 3.73 \text{ MPa}$; $\tau_u = 3.61 \text{ MPa}$

$\beta_u = 28.71^\circ$, on prend : $\beta_u = 30^\circ$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{ij}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

Avec :

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

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$

b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

$V_{\max\text{-Elu}} = 1.143 \text{ MN}$; $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\tau_u = 3.61 \text{ MPa}$; $\beta_u = 30^\circ$;
 $b_n = 0,52 \text{ m}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.18 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimum a disposé

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \left[\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \right]$$

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7,17 \text{ cm /ml}$$

On prend $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$ (cadre de HA12) et pour l'espacement on le prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone d'about et $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone médiane.

VII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VII.9.1.Principe de ferrailage

La section d'acier passif à mettre en œuvre dans les poutres en béton précontraint résulte des prescriptions des règles BPEL91. Donc, il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VII.9.2.Armature longitudinale de la zone tendue

Dans la partie de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures même pour le cas où il n'y a pas des contraintes de traction on

doit mettre un ferrailage minimal de 0.1% de la section du béton sur le talon (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

B_t : aire de la section tendue du béton ;

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Pour notre cas et d'après les résultats de vérification des contraintes on n'a pas des contraintes de traction mais on dispose quand même une section minimale d'armature 0.1% de la section du béton sur le talon

$A_s = 6.72 \text{ cm}^2$ on prend **6 HA12**

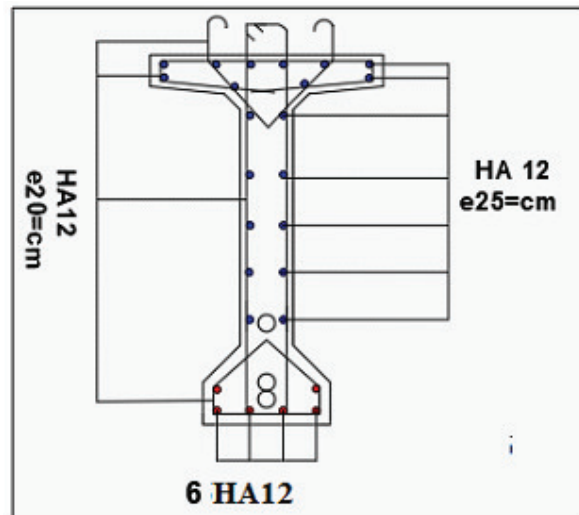


Figure VII.5. Ferrailage de la section médiane

VII.10. CONTRE FLECHE

VII.10.1. Contre flèche de construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite contre flèche de construction qui est vers le haut pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La contre flèche de construction est donnée par la formule suivante :

Contre flèche = 3/4 (la flèche de la précontrainte – la flèche due au poids de la structure)

VII.10.2. Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche)

La flèche max due au poids propre est donnée par le logiciel Robot sous l'effet de G :

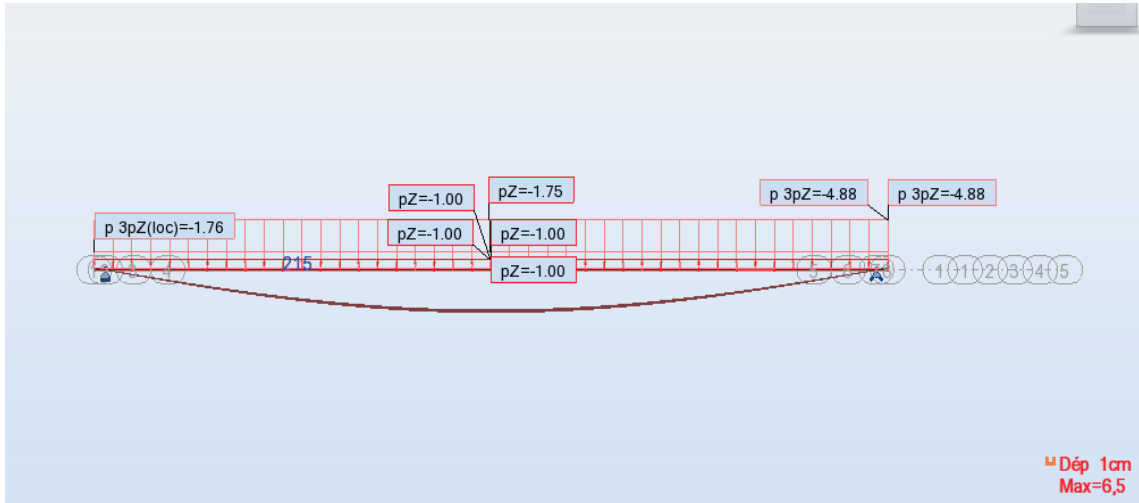


Figure VII.6. La flèche max sous l'effet de G

D'après le diagramme précédent, la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 6.5 cm.

$$f_G = 6.5 \text{ cm}$$

VII.10.3. La contre flèche de la précontrainte

Données de calcul

- $P_{\text{câble moy}} = 6,42\text{MN}$ (mise en tension à 100 %)
- $e_0 = -75 \text{ cm}$ (excentricité du câble moyen à mi-travée)
- $e_1 = 12 \text{ cm}$ (excentricité du câble moyen dans l'about)

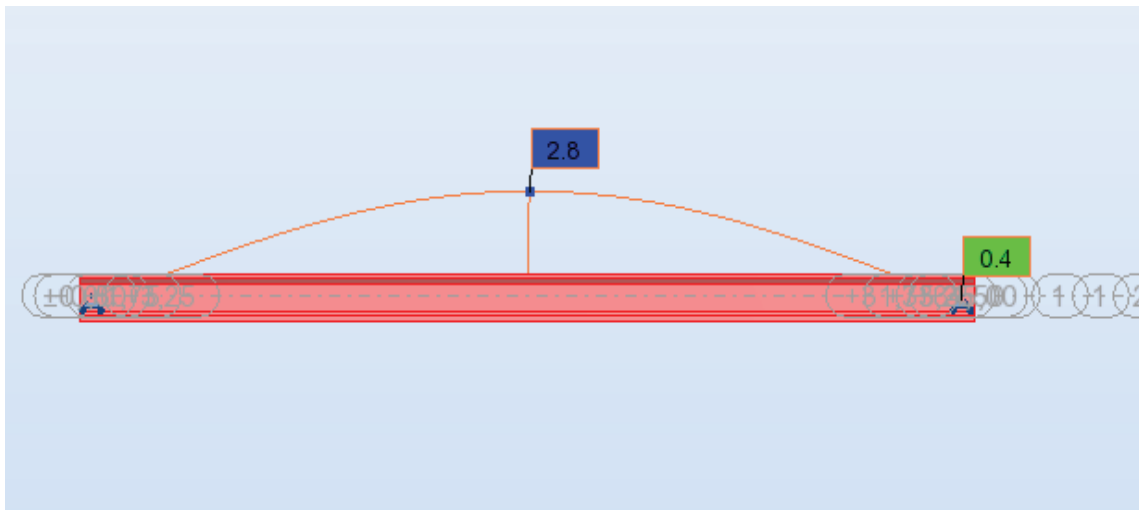


Figure VII.7. La valeur de la contre flèche sous l'effet de la précontrainte

D'après le diagramme précédent, la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension est à 100 % pour les trois câbles) est égale à 2.8 cm.

$$f_p = -2.8 \text{ cm}$$

D'après les résultats précédents, la contre flèche sera :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 \times (2.8 - 6.5) = - 2.775 \text{ cm}$$

$$\underline{f}_c = - 2.775 \text{ cm}$$

VII.10.4. Vérification de la flèche à ELS

La flèche maximale à l'ELS sous les surcharges est donnée par la combinaison d'actions qui donne le moment max (G+1.2Bc3+1ST) :

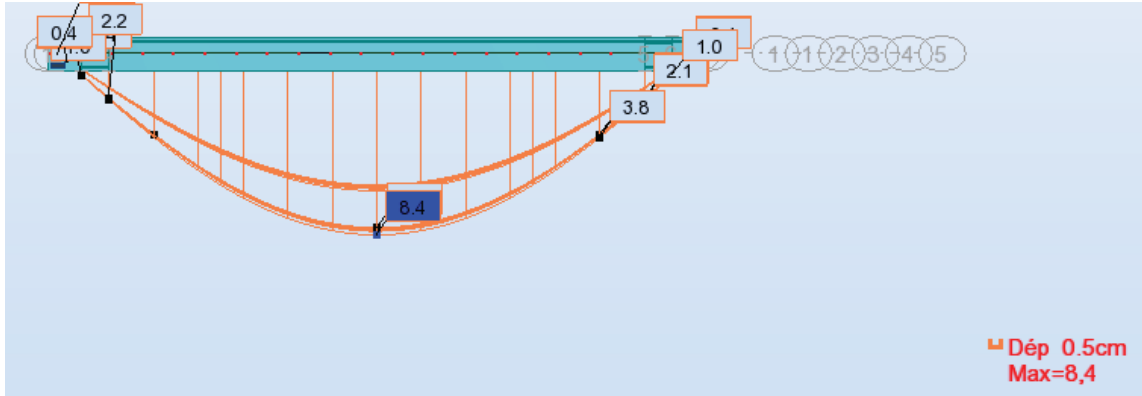


Figure VII.8. La valeur de la flèche max sous la combinaison d'action (G+1.2Bc3+1ST)

D'après le diagramme ci-dessus, la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 8,4 cm.

$$\underline{f}_{ELS} = 8,4 \text{ cm}$$

Alors la flèche finale est donnée par la formule suivante :

$$\underline{f} = f_{ELS} + \text{flèche de la précontrainte} + \text{contre flèche}$$

$$f = 8.4 - 2.8 - 2.775 = 2,825\text{cm}$$

Cette flèche doit être inférieure à la flèche admissible qui a pour la valeur :

$$f_{adm} = \text{longueur de la poutre} / 700$$

(L/700 = 5cm) doit être supérieur à la flèche calculée (2,825cm)

$$f < f_{adm} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

VII.11. CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint, elle permet aujourd'hui le franchissement des travées importantes arrivées jusqu'à 50m (record national), et la réduction des délais d'exécution donc c'est important de prendre les précautions et les vérifications nécessaires dans la phase d'étude, et dans la phase d'exécution (bétonnage, ferrailage, câblage et stockage).

VIII.1.INTRODUCTION

L'étude de tablier englobe l'étude de tous les éléments principaux constituant ce dernier et l'étude des équipements qui assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Dans ce chapitre, on va commencer en premier lieu par l'étude de l'hourdis et les entretoises d'about ainsi que l'étude des équipements tel que : les appareils d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2.ETUDE DE L'HOURLI

VIII.2.1.Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres reprennent ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour le ferrailage la dalle.

VIII.2.2.Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25cm
- Largeur : 13.8m
- Longueur : 35m

VIII.2.3.Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2014, et pour le calcul de la section de ferrailage on utilise Robot Expert 2010.

Modélisation et évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 5 (poids propre, poids des équipements (A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

Les moments max à l'état limite de service sont obtenus sous la combinaison d'action suivante:

$G_{max} + 1,2 Bt$

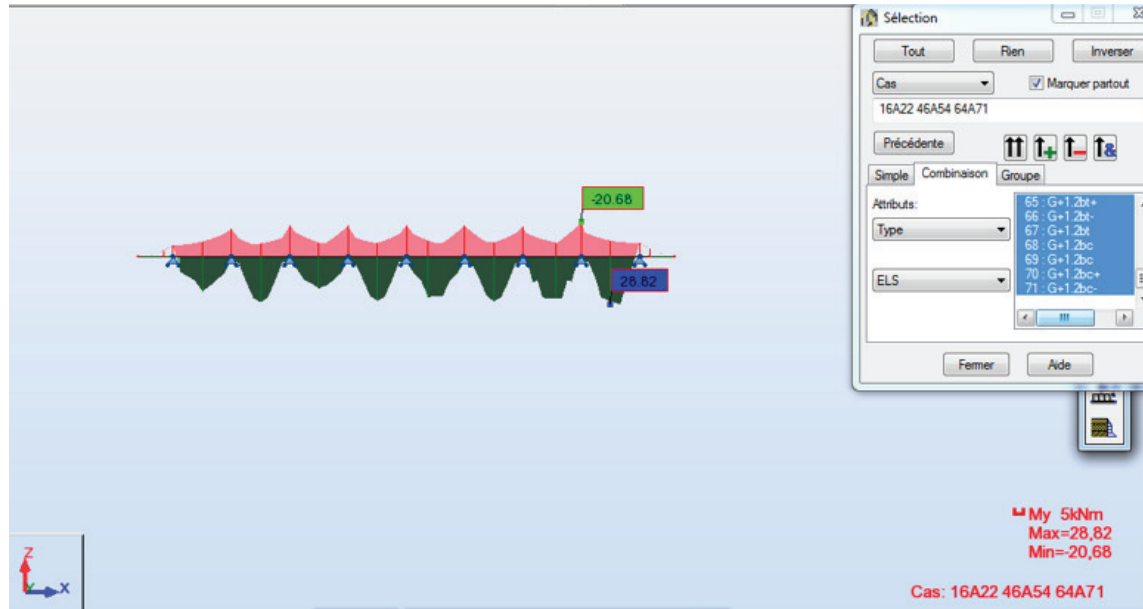


Figure VIII.1. Moment max à l'ELS : $G_{max} + 1.2Bt$ 2voies

Donc, les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure (moment sur appui) : $M_{ELS} = 20.68 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure (moment à mi-travée) : $M_{ELS} = 28.82 \text{ KN.m}$

VIII.2.4. Ferrailage de l'hourdis

Le ferrailage transversal de l'hourdis est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailages nappe inférieure (mi- travée)

- Armature transversale :

$A_s = 6,3 \text{ cm}^2/ \text{ml}$ Voir l'annexe C

On opte pour 5HA14 ($A_s = 7,70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm et un enrobage $d = 5\text{cm}$.

- Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 5HA10 ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm et un enrobage $d = 5\text{cm}$

Ferrailages nappe supérieure (sur appui)

- Armature transversale :

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Voir l'annexe C}$$

On opte pour 5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 5HA10 ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm

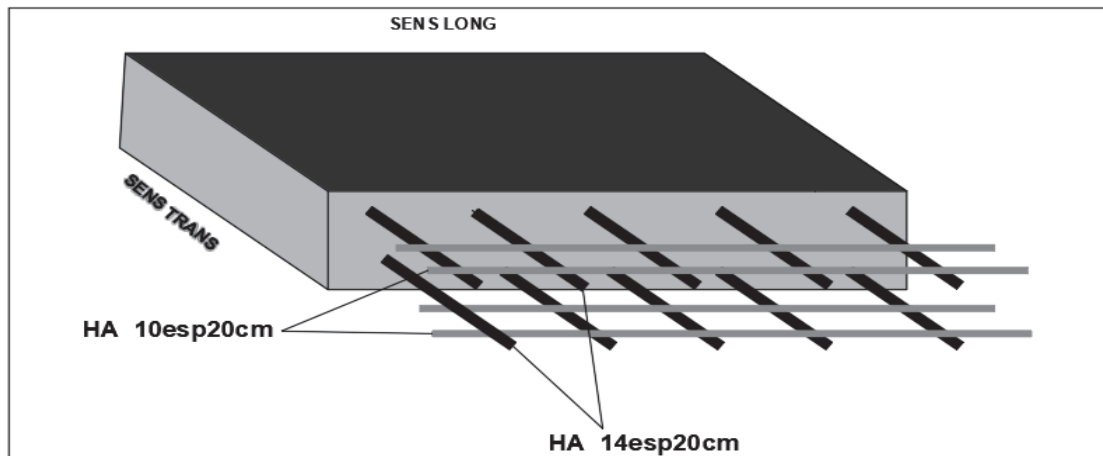


Figure VIII.2. Ferrailage de l'hourdis (les deux nappes)

VIII.3.ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1.Definition et principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encaster les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

VIII.3.2.Modélisation et évaluation des efforts

Modèle de calcul

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'entretoise sera assimilé à une poutre continue reposant sur six appuis (les vérins hydrauliques) supporte une charge uniformément répartie.

Le nombre des vérins et leurs positionnements pour le soulèvement du tablier est montré dans la figure suivante :

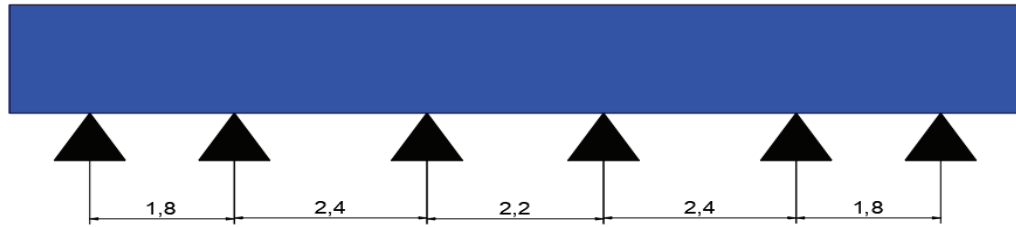


Figure VIII.3. Les positions des vérins pour le vérinage du tablier

Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $g \times L/2$

Avec :

g : poids du tablier par mètre linéaire **301.1KN/ml**

L : la longueur de la travée **35m**

Application numérique :

$$301.1 \times 17.5 = \mathbf{5269.25 \text{ KN}}$$

Alors le poids de tablier revient aux entretoises par mètre linéaire : **418.2 KN/ml**

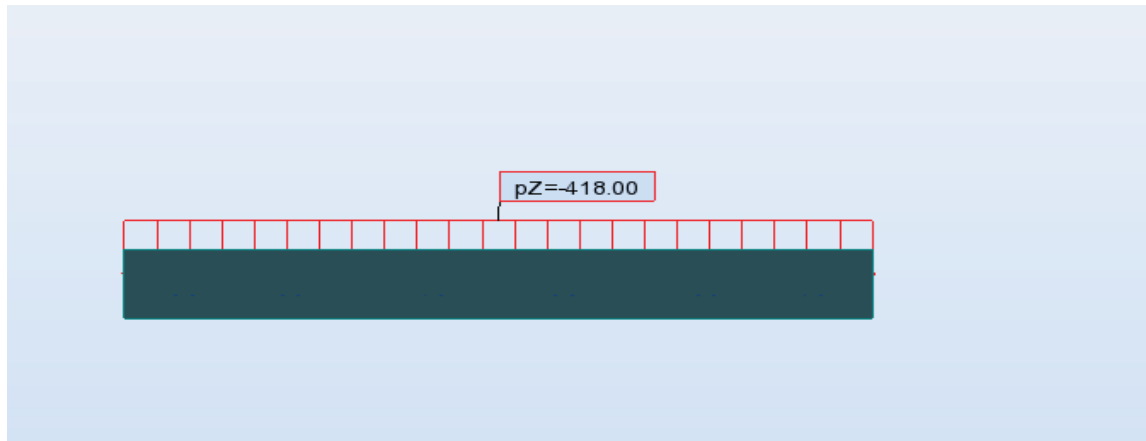


Figure VIII.4. Le poids du tablier revient aux entretoises

Deux combinaisons pris en considération :

ELU : 1,35 G

ELS : G

Résultats

Les sollicitations obtenues à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2014 sont comme suit :

Les moments max à l'ELS :

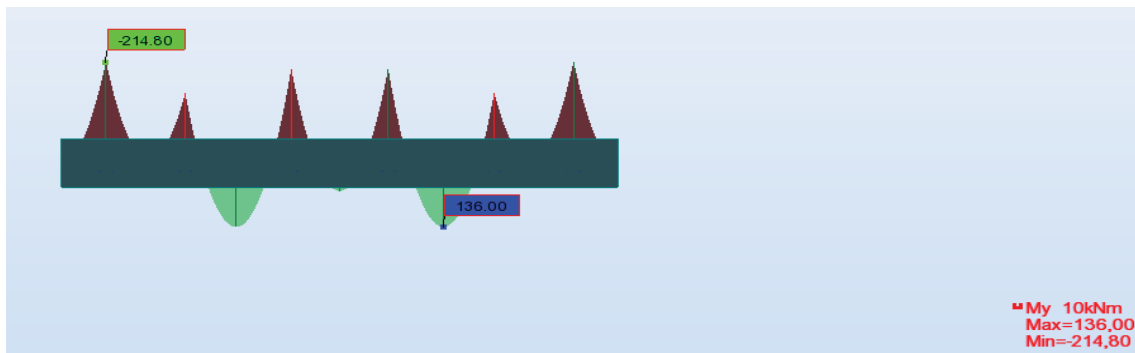


Figure VIII.5. Diagramme des moments à l'ELS

Les moments max à l'ELU :

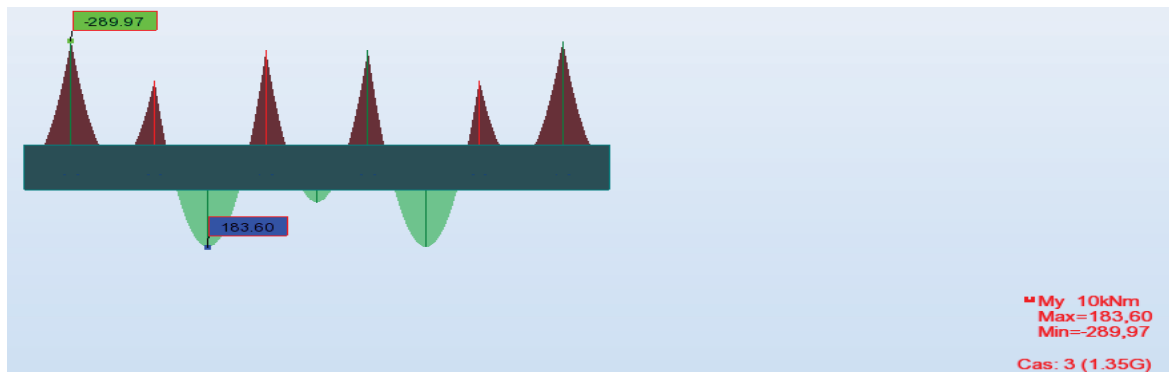


Figure VIII.6. Diagramme des moments à l'ELU

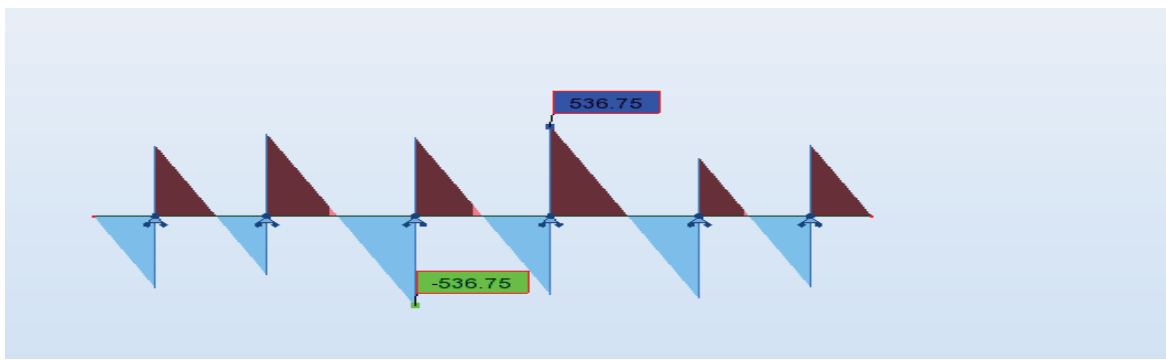


Figure VIII.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

VIII.3.3. Ferrailage

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

$$A_s = 7 \text{ cm}^2 \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 6 T14 ($A_s = 9.23 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10 cm.

Ferraillage nappe inferieur (mi travée)

$$A_s = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ Voir Annexe C}$$

On opte pour 6 T12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10 cm.

Cadres transversales (Efforts tranchant)

On opte pour des cadres de T10 ; avec un espacement de 15 cm. Voir Annexe C

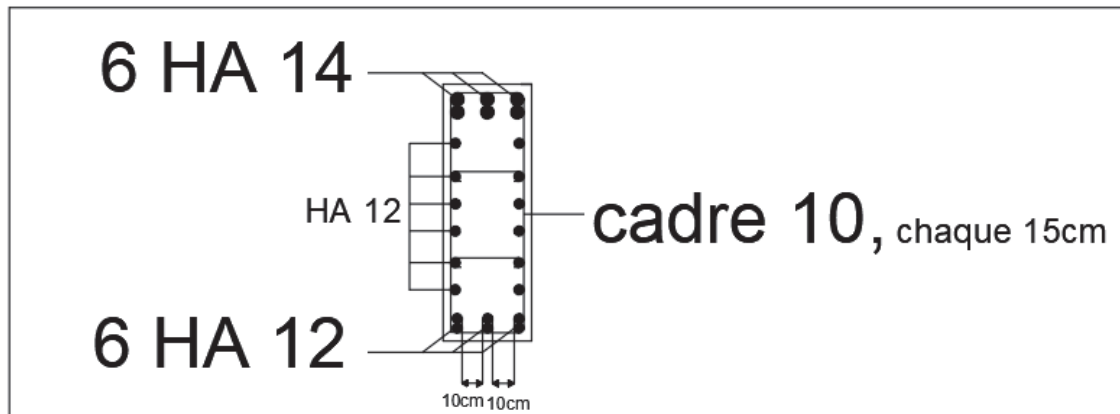


Figure VIII.8. Le ferraillage de l'entretoise

VIII.4.EQUIPEMENTS

Les équipements dans le pont ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, mais leur incidence apparaît dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Dans ce qui suit, on va étudier les appareils d'appui, les dés d'appuis et le joint de chaussée.

VIII.4.1.Les appareils d'appui

Les poutres de pont reposent sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appuis, qui ont pour rôle de transmettre les efforts verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Le choix de l'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs tel que : l'environnement de l'ouvrage, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage...

Notre choix est allé vers les appareils d'appuis en élastomère fretté (type B). Ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4mm et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5mm.

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

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

- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée par la figure suivante :

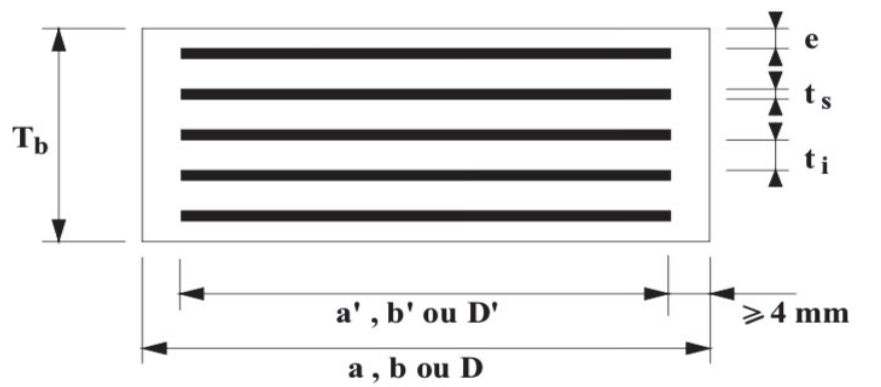


Figure VIII.9. Constitution type d'un appareil d'appui de type B [5]

VIII.4.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Aire de l'appareil d'appui

La contrainte de compression admissible doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

σ_{\max} : la contrainte moyenne de compression à l'ELU.

R_{\max} : la réaction maximale d'appui à l'ELU.

Application Numérique :

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 1,483 \text{ MN (résultat de logiciel Robot)} \\ a' \times b' &\geq 840 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous montre les réactions sur appui avec les différentes combinaisons d'actions de l'ELU :

Tableau VIII.1. Réactions max à l'ELU

Combinaison a ELU	Reaction max (KN)
-------------------	-------------------

1.35G+1.6AL1+1.6st	1221.41
1.35G+1.6AL2+1.6st	1189.79
1.35G+1.6AL3+1.6st	1110.30
1.35G+1.6BC1+1.6st	1354.37
1.35G+1.6BC2+1.6st	1381.39
1.35G+1.6BC3+1.6st	1360.19
1.35G+1.35Mc120	1183.59
1.35G+1.35D240	1483.01
1.35G+1.6Bt1+1.6st	1142.61
1.35G+1.6Bt2+1.6st	1139.79

On prend : $(a \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

La hauteur de l'appareil d'appui

Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2\text{mm} \end{array} \right.$$

Où :

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 1.48 / (0.35 \times 0.35) = 12.10 \text{ MPa}$$

σ_e : limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 0.9 MPa

On trouve que :

$ts \geq 2.1 \text{ mm}$ donc : $ts \geq 2\text{mm}$ on va le prendre $ts = 3 \text{ mm}$

Hauteur nette d'élastomère

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

qui s'écrit sous cette forme : $T \geq \frac{U}{0.5}$

Avec :

U : Déplacement lent du au retrait, fluage et température (1.6cm) Voir l'annexe C

Alors :

$$T \geq 3.2\text{cm} \quad \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

On prend :

$$T = 5\text{cm}$$

Condition de non-flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

a : le coté le plus grand de l'appareil d'appui (35cm)

$3.5 \leq 5 \leq 7$ condition vérifiée

Alors on arrive à ce dimensionnement pour les appareils d'appui :

- Les dimensions en plan : $(a \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- n = 05 feuillets d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$
- 06 frettes métalliques : $t_s = 3 \text{ mm}$
- Enrobage extérieur min (bas et haut) : $2 \times 2.5 = 5 \text{ mm}$
- Enrobage de chant : 10mm

Selon le guide technique de SETRA (Appareil d'appui en élastomère fretté/ juillet 2007) :

- L'épaisseur total de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 5 \times (10 + 3) + 3 + 5$

$$T_b = 73 \text{ mm}$$

- L'épaisseur total d'élastomère : $T_q = nt_i + 2e$

$$T_q = 55 \text{ mm}$$

VIII.4.1.2. Vérification du dimensionnement

Conformément à la norme NF EN 1337-3, Il y a quatre types de vérification aux états limites ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

- **Stabilité au flambement**

La stabilité au flambement à l'état limite ultime vérifiée par le critère suivant :

$$\frac{Fz}{Ar} \leq \frac{2 \times G \times a' \times S1}{3T_e}$$

Avec :

Fz : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à l'ELU : **1.48 MN**

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui : **G= 0.9 MPa**

a' : le plus grand côté de l'appareil d'appui

Ar : la surface en plan effective $A_r \approx A'$

T_e : épaisseur nominale d'élastomère

S1: coefficient de forme du feuillet le plus épais $S1 = \frac{A'}{I_p \times t_e}$ avec : $I_p = 2(a'+b')$

et $\begin{cases} t_e = t_i \text{ pour les feuillets des couches internes} \\ t_s = 1.4t_i \text{ pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$

Application numérique :

$S_1 = 8.5$

14.53 < 24.77 **Condition vérifiée**

- **Traction dans les frettes**

L'épaisseur des frettes doivent vérifier cette condition :

$$t_s \geq \max \left\{ \gamma_m \frac{2.6 \times F_z \times t_i}{3A_r \times f_y} ; 2mm \right\}$$

Avec :

t_i : épaisseur d'une feuille d'élastomère = 10mm ;

γ_m : coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;

f_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (acier classe S235)

Application numérique :

$t_s = 3mm \geq 2mm$ **Condition vérifiée**

- **Condition de non glissement**

La vérification du non glissement de l'appareil d'appui est donnée par :

$$H \leq f \times N_{min}$$

Et : $N_{min} = N_g - 0.3N_v$

tel que :

H : effort horizontal dû au séisme horizontal (**2.43 MN**)

(le calcul de H est présenté dans chapitre : étude de la pile)

N_{min} : la réaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui

N_g : réaction due au chargement permanent sur chaque appareil d'appui (**0.88 MN**)

N_v : réaction due au séisme vertical sur chaque appareil d'appui (**0.17 MN**)

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} \text{ et } \sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b}$$

Application numérique :

$$\sigma_{min} = 6.76 \text{ MPa} ; f = 0.24 ; N_{min} = 0.829 \text{ MN}$$

$H = 2.43 > 0.19 \text{ MN}$ Condition non vérifiée

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, en ajoutant des dispositifs anti glissement (des plaques métalliques épaisses à l'extérieur)

- **Limitation de la distorsion**

La distorsion en tout point de l'appareil d'appuis est limitée à l'état limite ultime :

$$\varepsilon_T = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$$

ε_c , ε_q , ε_α : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier

Calcul de ε_c

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère.

Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 \times F_z}{G \times A_T \times S_1} = \frac{1.5 \times 1.68}{0.9 \times 0.1156 \times 8.5} = 3.54$$

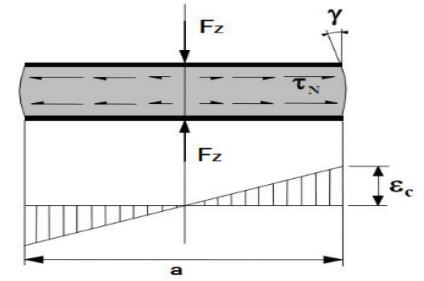


Figure VIII.10. Distorsion sous un effort normal

Calcul de ε_α

La valeur de la distorsion ε_α , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a' \alpha_e + b' \alpha_b) \times t_i}{2 \sum t_i^3}$$

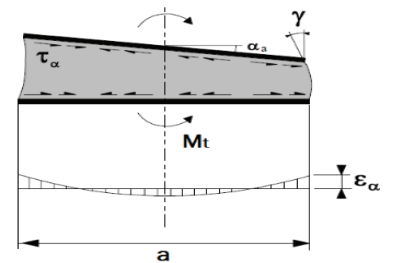


Figure VIII.11. Distorsion sous une rotation

L'angle α_a est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale de poutre) : $\alpha_a = 2 \times 10^{-3}$ rad, et α_b est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale (présence des entretoises).

$\varepsilon_\alpha = 0.192$

Calcul de ε_q

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. La distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.075}{0.055} = 1.36$$

$\varepsilon_T = 5.09 < 7$ Condition vérifiée

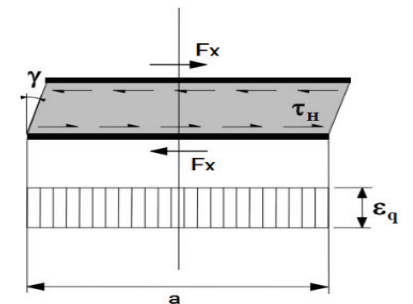


Figure VIII.12. Distorsion sous un effort horizontal

VIII.4.1.3. Les plaques de fixation

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



Figure VIII.13. Les plaques de fixation

VIII.4.2.LES DES D'APPUIS

Sont des éléments en béton armé réalisés au sommet d'appui qui permettent de diffuser les charges localisées provenant directement au tablier, aussi ils rattrapent le dévers transversal du tablier et mettent les appareils d'appui hors d'eau.

VIII.4.2.1.Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (A, B, h) des dés d'appuis sont choisis de telle sorte qu'elles soient à peu plus grand par rapport aux dimensions de l'appareil d'appui :

$$\begin{cases} A \geq a + h/2 \\ B \geq b + h/2 \end{cases} \quad \text{avec : } h \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

On prend : $h = 0.25\text{m}$; $A = 0.6\text{m}$; $B = 0.6\text{m}$

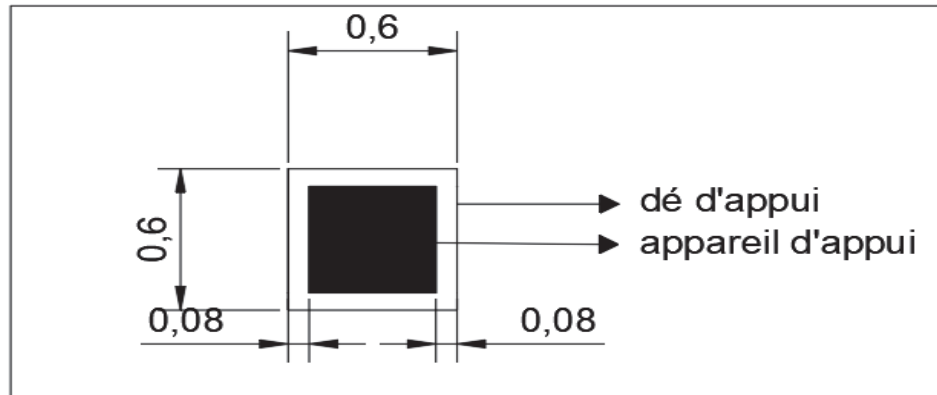


Figure VIII.14. Les dimensions en plan du dé d'appui

VIII.4.2.2.Ferraillage des dés d'appuis

- Armature de chaînage

La section calculée doit reprendre à 25% de l'effort N_{\max} :

$$A_s = \frac{0.25 \times N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.68}{434.78} = 9.66\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA16} = 12\text{cm}^2$$

- Armature horizontale

Elles ont pour rôle d'éviter la propagation des fissures, elles doivent reprendre dans chaque direction un effort de 12.5% N_{\max} :

$$A_s = \frac{0.125 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.68}{434.78} = 4.83 \text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA12} = 6.78 \text{cm}^2$$

• **Ferraillage de surface (frette supérieure)**

Elles sont placées la plus près possible de la face supérieure de l'appui, elles doivent reprendre à un effort de 4% N_{max} :

$$A_s = \frac{0.125 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.68}{434.78} = 1.54 \text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{4HA8} = 2 \text{cm}^2$$

• **Ferraillage de surface (frette inférieure)**

Elles sont disposées à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui :

$$A_s = \frac{0.1 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.68}{434.78} = 3.86 \text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA10} = 4.71 \text{cm}^2$$

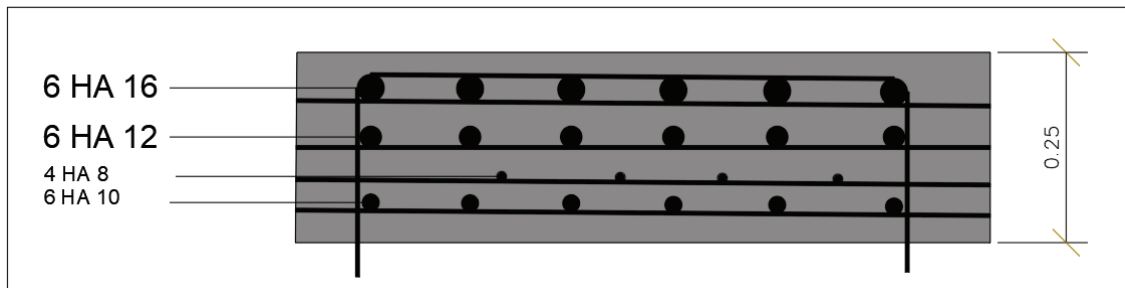


Figure VIII.15. Le ferraillage du dé d'appui

VIII.4.3. JOINT DE CHAUSSEE

Autrement dit, un joint de dilatation qui assure la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier et lui donne la liberté à ce dernier pour se dilater sous l'effet du retrait et fluage du béton, l'effet de la température et l'effet des déformations d'exploitation...

Au droit de chaque coupure du tablier, on dispose un joint de chaussée qu'il faut donner une continuité de la surface de roulement sans provoquer une source de bruit et de vibration et un inconfort pour l'utilisateur.

Choix de type du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée est lié essentiellement par le souffle total, selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, le souffle est donné par la formule suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Où :

W : souffle total du joint

W_D : souffle des déformations différées (retrait et fluage) : **(5.2cm)**

W_T : souffle thermique : **(2.1cm)**

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER

(le calcul du souffle W_T et W_D est montré dans l'annexe C)

W_S : souffle sismique (**5.3cm**) (calculé dans l'étude sismique)

Alors : **W = 7.80cm**

Selon le souffle calculé précédemment et d'après le catalogue de joints de chaussée CIPEC : pour un souffle de **7.8cm**, la famille des joints correspondante est **Wd** (souffles moyens), et le modèle choisi est **Wd80**.

Tableau VIII.2. Les joints de chaussée selon CIPEC

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Dimensions en mm. jusqu'à 1000.*

Cette famille des joints se caractérise par des dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements longitudinaux de 50 à 230mm.

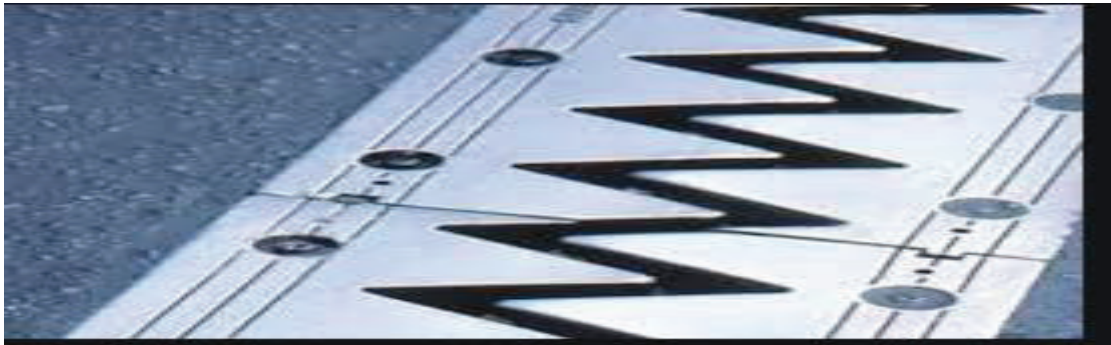


Figure VIII.16. Joint de chaussée de type Wd

VIII.5.CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre l'hourdis et les entretoises on a calculé leurs ferrailages aussi on a passé au dimensionnement des appareils d'appui, les dés d'appui et le joint de chaussée, il y a aussi d'autres équipements qu'on n'a pas les traités tel que le garde-corps, la corniche, la glissière de sécurité... qui ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils entraînent dans le bon fonctionnement du pont et la sécurité des usagers.

IX.1.INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

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 des 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, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

IX.2.CONCEPTION DES PILES

Le choix de la forme des piles dépend de nombreux critères (mécaniques, économiques et esthétiques), que doit l'ingénieur concepteur les prend en considération pour aboutir au meilleur choix.

Pour notre cas on opte pour un modèle de piles composées par des colonnes de section circulaire. Le tableau suivant présente les hauteurs des piles (fûts) :

Tableau IX.1. Les PK et les hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Position PK	37+443	37+478,2	37+ 513.4	37+548,6	37+583.8
Hauteur (m)	9.4	8.6	13.3	12.2	10.6

Notre choix est motivé par deux réseaux principaux, un réseau économique et l'autre fonctionnelle.

- Réseau économique : Ce modèle présente des quantités du béton et d'aciers plus au moins inférieure par rapport aux autres modèles (la forme voile).
- Réseau fonctionnelle : notre projet franchit un oued, ce qu'il demande une forme des piles qui ne constitue pas un obstacle pour l'écoulement des eaux

IX.3. PREDIMENSIONNEMENT DES PILES

Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 13.8 \text{ m}$;
- Largeur : $e = 4 \text{ m}$;
- Hauteur : $H = 2\text{m}$.

Les fûts :

On va choisir trois colonnes circulaires de 2.5m de diamètre et un entraxe de 5m.

La semelle

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 2,00m ;
- Largeur : 6.4 m ;
- Longueur : 14,00m ;
- Béton de propreté : 0,1 m.

IX.4.DESCENTE DES CHARGES

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude à la pile qui présente une hauteur max qui la pile **P3**, qui caractérise par les dimensions présentées dans la ci-après :

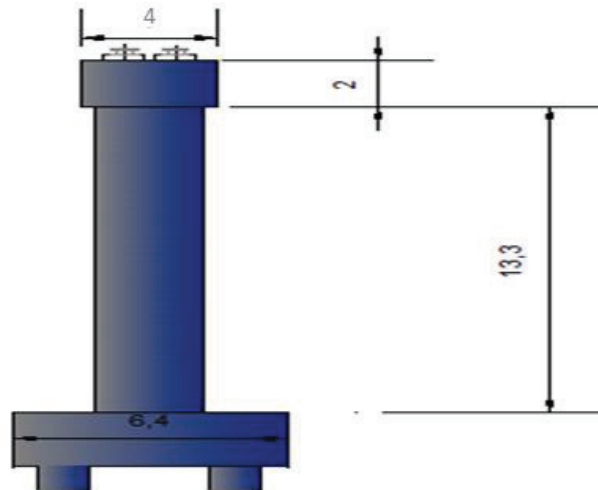


Figure IX.1. Les dimensions de la pile P3 la plus haute

IX.4.1.Evaluation de l'effort sismique

Pour notre cas, la méthode appliquée c'est la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- ❖ La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre), autrement dit la masse des piles M_p doit être inférieure à 43% de la masse du tablier :

$M = G + \alpha.Q$ avec : $\alpha = 0$: pont ni urbain ni ferroviaire.

Sachant que : $G = M_{\text{tablier}} * \text{nombre de travées} = 10564.1 * 6 = 63384.6 \text{ KN}$

$$M_{pile} = M_{Chevêtre} + M_{Fûts} = 19870.30 \text{ KN}$$

19870.3 (KN) < 27255.4 (KN) **Condition vérifiée**

- ❖ Le biais de pont est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

L'ouvrage est sans biais donc **Condition vérifiée**

- ❖ La courbure en plan est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage présente une courbure ne dépassant pas 30 grades **Condition vérifiée**

- ❖ La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

$$e_0 = |X_m - X_R| \leq 5\% L = |110 - 109.19| = 0.81 < 5\% * 220 \text{ Condition vérifiée}$$

IX.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On détermine les effets sismiques en utilisant un modèle à tablier rigide en appliquant une force statique horizontale égale à :

$$F = M.S_a(T)$$

M : La masse totale mise en mouvement égale la masse du tablier ($M = 63384.6 \text{ KN}$)

S_a : l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K : la raideur totale du système (KN/m)

M : la masse totale (t)

La raideur totale de l'ouvrage K est égale à la somme des rigidités d'appuis :

$$K = 2K_{culée} + K_{pile1} + \dots + K_{pile5}$$

Sachant que :

$$K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{a-app}}}$$

Et :

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Avec :

- G : module d'élasticité dynamique=1.2

CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PILE

- a et b dimensions d'appareil d'appuis (a = b = 35cm)
- T épaisseurs d'appareil d'appuis = 55mm

$$K_{pile} = n * 3EI/h^3$$

Avec :

- n : nombre de futs de la pile (égale 3)
- E : module de déformation instantanée du béton
- I : inertie longitudinale d'un fut
- h : la hauteur du fut

En considérant la culée infiniment rigide on aura : $K_{culée} = K_{A-app}$

Les résultats de calcul de la rigidité des appuis sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.2. Résultats de calcul des raideurs des fûts

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	9,4	2,5	1,92	3	709,80
P2	8,6	2,5	1,92	3	926,88
P3	13,3	2,5	1,92	3	250,59
P4	12,1	2,5	1,92	3	332,78
P5	10,6	2,5	1,92	3	495,00

Tableau IX.3. Résultats de calcul des rigidités des piles

Piles	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	Nombre d'appareils d'appui	K _{appuis} (MN/m)
P1	709,80	2,67	18	45,06
P2	926,88	2,67	18	45,74
P3	250,59	2,67	18	40,36
P4	332,78	2,67	18	42,03
P5	495,00	2,67	18	43,85

Tableau IX.4. Résultats de calcul des rigidités des culées

Culées	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _p (MN/m)
C1	2,67	9	24,05
C2	2,67	9	24,05

Raideur totale : $K_{tot} = K_{piles} + K_{culées} = 265.14 \text{ MN/m}$

$$\text{Donc : } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.97 \text{ s}$$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} A S \cdot g \cdot \left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right)\right) \cdot (2.5\eta - 1) : 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S : T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) : T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) : 3s \leq T \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone sismique (IIa) et le groupe de pont (Groupe 2 : pont important) : (A = 0.2)

S : Coefficient de site (site ferme S2 : S = 1.1)

T1, T2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (T1 = 0.15s ; T2 = 0.4s)

η : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

tel que :

ξ : Taux d'amortissement (pour le béton armé : $\xi = 5\%$)

Donc : $\eta = 1$

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

On a : T₂ = 0.4s < T = 0.97 s < 3

Donc S_a est donnée par la 3^{ème} branche :

$$S_a = 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_a = 2.22 \text{ m/s}^2$$

La force statique équivalente F_{lon} : $F_{lon} = M \cdot S_a = 14114.76 \text{ KN}$

Cette force est répartie sur chaque appui selon la formule suivante : $F_{appui} = (K_{appui} / K_{tot}) \cdot F_{lon}$

Calcul des déplacements :

Le déplacement du tablier par rapport au sol est donné par : $d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a = 0.053\text{m}$

Le déplacement de la tête de l'appui par rapport au sol : $d_{L(\text{appui})} = F_{appui} / K_{appui}$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul :

Tableau IX.5. Résultats de calcul des forces sismiques horizontaux par appui

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_{tot} (MN/m)	F_{long} (KN)	F_{appui} (KN)
C1	24,05	265,14	14114,8	1280,5
P1	45,06	265,14	14114,8	2398,5

P2	45,74	265,14	14114,8	2434,7
P3	40,36	265,14	14114,8	2148,6
P4	42,03	265,14	14114,8	2237,6
P5	43,85	265,14	14114,8	2334,2
C2	24,05	265,14	14114,8	1280,5

IX.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

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.

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

$$\frac{\text{longueur tablier}}{\text{largeur tablier}} < 5$$

Ce n'est pas le cas pour notre pont car : $\frac{220}{13.8} = 15.94 > 5$, donc le modèle à tablier flexible aura lieu.

L'effet du séisme transversal agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peut être évalué en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i * S_a$$

M_i : masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile + masse du tablier)

$$T : \text{période fondamentale de chaque pile} : T_i = 2\pi\sqrt{M_i/K_i}$$

K_{appui} : la rigidité de la i -ème pile, donnée par la formule suivante :

$$K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{a-app}}}$$

Tel que :

$K_{a-appui}$: la rigidité de l'appareil d'appui ($K_{a-appui} = 2.67 \text{ MN/m}$)

$$K_{\text{fut}} = 3EI/h^3$$

Sachant que :

E : module de déformation instantanée du béton ($E = 34180 \text{ MPa}$)

I : moment d'inertie par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, donné par : $I = 3I_y + 2Sd^2$

I_y : le moment d'inertie de la section transversale d'un fût ($I_y = \frac{\pi D^4}{64} = 1.93 \text{ m}^4$)

S : l'aire de la section transversale d'un fût ($S = \pi R^2 = 4.90 \text{ m}^2$)

d : l'entraxe entre les fûts (d = 5m)

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6. Résultats de calcul de la force sismique transversale dans chaque appui

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	S_a (m/s ²)	Fi (KN)
P1	48,03	1 505 355,31	1,11	1,94	2 920,84
P2	48,05	1 490 636,56	1,11	1,95	2 907,06
P3	47,90	1 577 109,22	1,14	1,89	2 985,41
P4	47,95	1 555 031,09	1,13	1,91	2 966,04
P5	48,00	1 527 433,44	1,12	1,93	2 941,19
C1/C2	24,05	528 205,50	0,93	2,32	1 224,37

IX.4.1.3. Combinaisons des composantes de l'action sismique

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 :

$$E_{\text{long}} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{tran}} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{vert}} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs de forces sismiques appliquées sur les appuis :

Tableau IX.7. Combinaisons des composantes de l'action sismique

La force sismique	C1/C2	Pile1	Pile2	Pile3	Pile4	Pile5
E_{long} (KN)	1647.81	3274.75	3306.82	3044.22	3127.41	3216.56
E_{trans} (KN)	1608.52	3640.39	3637.47	3629.99	3637.32	3641.45
E_{ver} (KN)	751.46	1595.8	1602.53	1540.2	1561.09	1582.62

IX.4.2. Efforts appliqués à la pile

Tableau IX.8. Efforts appliqués à la semelle de la pile

Désignation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier (y/o)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	4480,00	/	0,00	1	0,00	/
Fûts	4896,47	/	0,00	8,65	0,00	/

CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PILE

Chevêtre	2760,00	/	0,00	16,30	0,00	/
G Tablier	10564,11	/	0,00	17,30	0,00	/
Hf+r	/	168,68	/	17,30	/	2918,21
HT°	/	121,45	/	17,30	/	2101,11
Remblai sur semelle	1350	/	0.00	2.5	0.00	/
Somme	24050,58	241,55	/	/	0,00	4178.87
Al	2212,80	/	0,60	/	1327,68	/
Bc	1611,38	/	0,60	/	962,78	/
Mc120	1152,75	/	0,60	/	691,65	/
D240	2149,41	/	0,60	/	1284,35	/
ST	70	/	0,60	/	42,00	/
Frein Al	/	153,87	/	17,30	/	2661,92
Frein Bc	/	150,00	/	17,30	/	2595,00

IX.4.3. Combinaison des efforts

Tableau IX.9. Combinaisons d'actions à l'ELS

Combinaison	N(KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
G+0.6T	24050,58	241,55	4178,87	0,00	4178,87	3267,50	2745,14
G+1.2Al+ST+0,6T	26775,93	426,20	7373,18	1635,21	9008,39	3910,02	2783,97
G+1.2Bc+ST+0,6T	26046,13	421,55	7292,87	1197,33	8490,21	3786,40	2725,13
G+Mc120+0,6T	25203,37	241,55	4178,87	691,67	4870,55	3454,83	2846,01
G+D240+0,6T	26191,16	241,55	4178,87	1284,35	5463,23	3615,35	2932,44

Tableau IX.10. Combinaisons d'actions à l'ELU

Combinaison	N(KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
1,35G	32468,28	337,03	5830,58	0,00	5830,58	4422,95	3694,12
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9*T	36120,76	583,22	10089,65	2191,49	12281,14	5282,67	3747,52
1.35G+1.6B+1.6ST+0,9*T	35147,69	577,03	9982,58	1607,64	11590,22	5117,85	3669,07
1.35G+1.35Mc120+0,9T	35358,07	337,03	5830,58	933,76	6764,34	4842,53	3996,99
1.35G+1.35D240+0,9T	32562,78	337,03	5830,58	1733,88	7564,45	4543,13	3597,57

Sollicitations les plus défavorables :

ELS : $N_{\max} = 26775,93$ KN

$M_{\text{cors}} = 7373,18$ KN.m

ELU: $N_{\max} = 36120,76$ KN

$M_{\text{cors}} = 10089,65$ KN.m

IX.5.ETUDE DE LA FONDATION

IX.5.1.Etude des pieux

Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort normal du au tablier.

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_{p-ELS}}$$

N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS,

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS

Application Numérique :

$$N_{\max-ELS} = 26775,93\text{KN}$$

$$Q_{p-ELS} = 6900 \text{ KN}$$

$$n_p = 3.88$$

On opte pour 8 pieux (2×4) de diamètre 1.2m chacun et une longueur égale 20m.

Effort revenant à chaque pieu

L'effort normal revenant à chaque pieu est calculé par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2} \right)$$

Avec :

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

M_x, M_y : moments dans les sens x et y ;

X,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables

- ❖ ELS : $N_1 = 3910,02 < 6900 \text{ KN}$ (condition de non poinçonnement vérifiée)

$$N_2 = 2783,97 > 0 \text{ (condition de non soulèvement vérifiée)}$$

- ❖ ELA : $N_1 = 6390 \text{ KN} < 7200 \text{ KN}$ (condition de non poinçonnement vérifiée)

$$N_2 = 1420 \text{ KN} > 0 \text{ (condition de non soulèvement vérifiée).}$$

Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + C_u \times b \times y = 0$$

Avec :

- b : diamètre du pieu ;
- C_u : module de réaction du sol ;
- y : déplacement en tête du pieu ;

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : Longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

- E : module d'élasticité du béton ;
- I : moment d'inertie du pieu ;
- b : longueur du pieu.

Application Numérique :

- $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- $E = 34 \text{ 180 MPa}$
- $b = 1,20 \text{ m}$
- $I = 0,101 \text{ m}^4$
- $\lambda = 0,226$

D'où : $\lambda L = 4.52$

On tire les valeurs de (X_ϕ^H, X_ϕ^M) pour $\lambda \times L = 4.52$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.52 \rightarrow \begin{cases} X_\phi^H = 1.31 \\ X_\phi^M = 1.57 \end{cases}$$

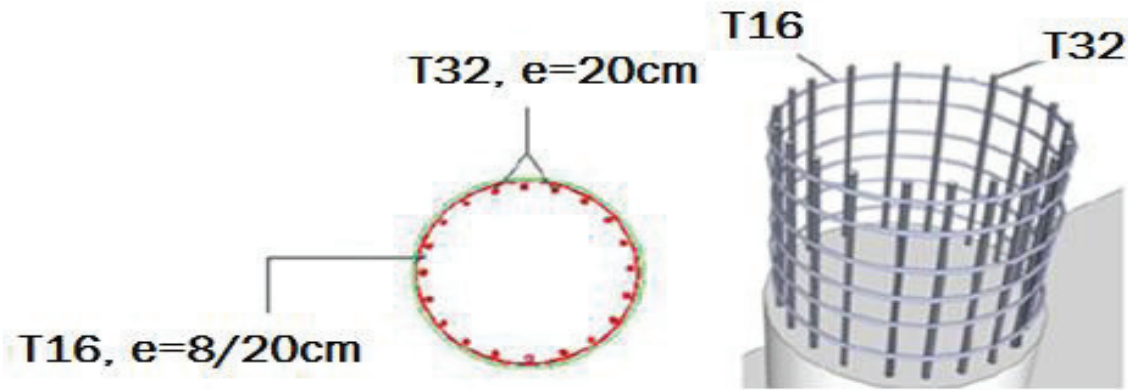


Figure IX.2. Ferrailage du pieu

Effort tranchant en tête du pieu

$$\underline{\text{ELS}} : H_{\max} = 426,20 \text{ KN} \quad \bar{P} = 53.275 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELU}} : H_{\max} = 583,22 \text{ KN} \quad \bar{P} = 72.90 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELA}} : H_{\max} = 4220,08 \text{ KN} \quad \bar{P} = 679.29 \text{ KN}$$

Moments fléchissant

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\phi H}}{\chi_{\phi M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\underline{\text{ELS}} : \bar{P} = 53.275 \text{ KN} \quad \bar{M} = 196.80 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELU}} : \bar{P} = 72.90 \text{ KN} \quad \bar{M} = 269.31 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELA}} : \bar{P} = 682.15 \text{ KN} \quad \bar{M} = 2518.507 \text{ KN.m}$$

Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme un élément soumis à la flexion composée.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 134,1 \text{ cm}^2$; on prend 18HA32 ($A_s = 144,76 \text{ cm}^2$).

Cercles transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 8cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

IX.5.2. Etude de la semelle

- Longueur : $L = 14,00$ m.
- Hauteur : $H = 2,00$ m.
- Largeur : $l = 6,4$ m

Evaluation des efforts

$$N_{\text{Max}} = \max \{N1, N2\}$$

$$\text{ELS : } N_{\text{max}} = 3.91 \text{ MN}$$

$$\text{ELA : } N_{\text{max}} = 6.39 \text{ MN}$$

Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \\ \alpha \geq 45^\circ \end{cases}$$

Avec :

$$h = H - d', \quad d' = 10 \text{ cm ;}$$

$$L : \text{entraxe entre les pieux} = 4 \text{ m}$$

A partir de la figure on tire les données suivantes :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.375 \text{ m} < 1.9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 54.13^\circ > 45^\circ \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = (N_{\text{max}} / \bar{\sigma}_a) \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_c$$

Application Numérique :

$$N_{\text{max-ELS}} = 3.84 \text{ MN}$$

$$N_{\text{max-ELA}} = 6.39 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_{a\text{-ELS}} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{a\text{-ELA}} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s\text{-ELS}} = 84.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{-ELA}} = 92.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \mathbf{92.49 \text{ cm}^2}$$

On prend 19HA25 ($A_s = 93.27 \text{ cm}^2$).

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3.2 \text{ m}$.

L'espacement entre ces armatures est : $S_t = \frac{\Phi+H-d}{N-1} = 17.22\text{cm}$; on opte pour un espacement de 17cm.

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{1}{3}A_I = \frac{1}{3} 93.27 = 31.09\text{cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA25} = 34.36\text{cm}^2$$

Armatures longitudinales inférieures :

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

$$A_r = \frac{1}{3}A_I = \frac{1}{3} 93.27 = 31.09\text{cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA25} = 34.36 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **Armatures de construction :**

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_2 = A_I/10 = 9.327 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8 \text{ HA14} = 12.3 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 15\text{cm}$$

Armatures transversales supérieures :

$$A_3 = \frac{A}{4} = 23.317 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 11 \text{ HA20} = 34.36 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Armatures latérales : } A_L = \frac{A}{10} = 9.327 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 9 \text{ HA12} = 10.18\text{cm}^2$$

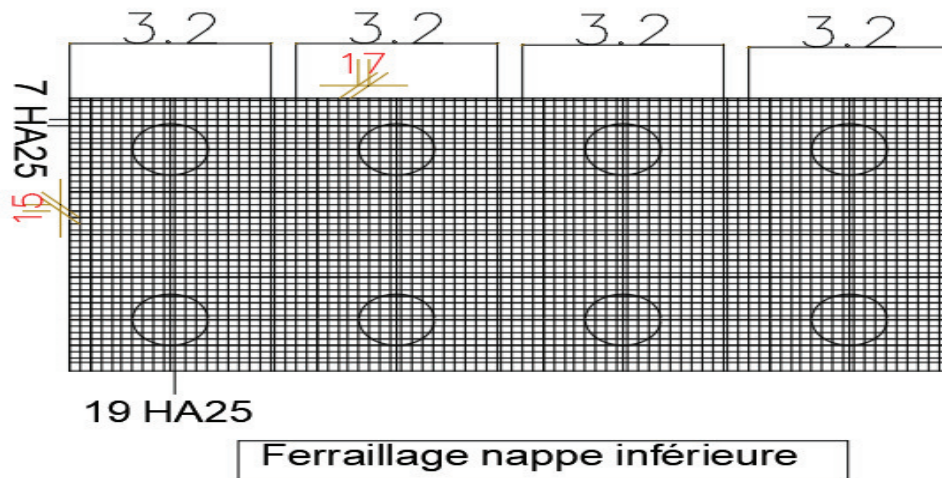


Figure IX.3. Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle sous la pile

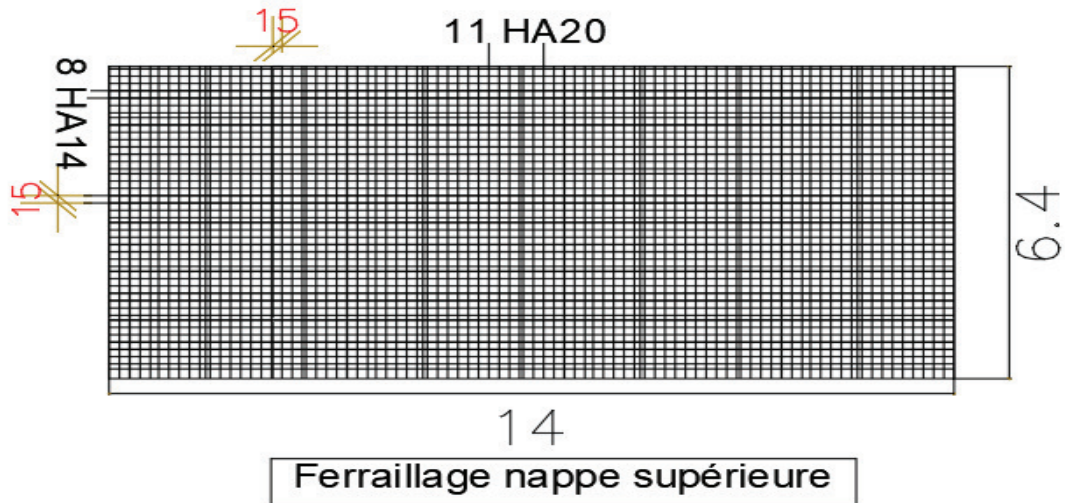


Figure IX.4. Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle sous la pile

IX.6. ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE

IX.6.1. Etude des fûts

Le fût est un élément qui est doublement encastré, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, surcharges et les efforts sismiques.

Notre pile est constituée de 3 fûts avec les caractéristiques suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D = 2,50$ m
- Hauteur moy : $H = 13,3$ m
- Entraxe : $E = 5$ m

Evaluation des efforts

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IX.11. Efforts appliqués aux fûts

Désignation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier (y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	4896,47	/	0,00	6,65	0,00	
Chevêtre	2760,00	/	0,00	14,30	0,00	
G Tablier	10564,11	/	0,00	15,30	0,00	
Hf+r	/	168,68	/	15,30		2580,84
HT°	/	121,45	/	15,30		1858,21
Somme	18220,58	290,13	/	/	0,00	4439,05
(Al)	2212,80	/	0,60	/	1327,68	/
(Bc)	1604,63	/	0,60	/	962,78	/
Mc120	1152,79	/	0,60	/	691,67	/
D240	2140,59	/	0,60	/	1284,35	/
ST	70,00	/	0,60	/	42,00	/
Frein Al	/	153,87	/	15,30	/	2354,19
Frein Bc	/	150,00	/	15,30	/	2295,00

Combinaison des efforts

Les combinaisons d'actions sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX.12. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS

	Combinaison à l'ELS				
	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
G	18220,58	241,55	3695,77	0,00	3695,77
G+1.2AI+ST	20945,93	426,20	6520,79	1635,21	8156,00
G+1.2Bc+ST	20216,13	421,55	6449,77	1197,33	7647,10
G+Mc120	19373,37	241,55	3695,77	691,67	4387,44
G+D240	20361,16	241,55	3695,77	1284,35	4980,12

Sollicitations les plus défavorables

$N_{max} = 6981.98 \text{ KN}$

$T_{max} = 142.07 \text{ KN} ; M_{max} = 2718.67 \text{ KN.m}$

Tableau IX.13. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU

	Combinaison à l'ELU				
	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
1,35G	24597,78	337,03	5156,52	0,00	5156,52
1.35G+1.6AI+1.6ST	28250,26	583,22	8923,22	1444,17	10367,39
1.35G+1.6B+1.6ST	27277,19	577,03	8828,52	1037,51	9866,03
1.36G+1.35Mc120	27487,57	337,03	5156,52	1284,35	6440,88
1.35G+1.35D240	24692,28	337,03	5156,52	42,00	5198,52

Sollicitations les plus défavorables

$N_{max} = 9415.75 \text{ KN}$

$T_{max} = 194.41 \text{ KN} ; M_{max} = 3455.80 \text{ KN.m}$

Vérification de flambement de la colonne

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule :

$$\lambda = L_c/i < 50$$

L_c : longueur de flambement. $L_c = 0.7L$

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. $i = D/4$

Application Numérique :

$L = 13.3 \text{ m}$

$D = 2,5 \text{ m}$

$i = 0,625 \text{ m}$

$L_c = 9.31 \text{ m}$

$\lambda = 14.89 < 50$ **Condition vérifiée**

Ferraillage des fûts

Les fûts sont considérés comme des pièces soumises à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

ELS : $N_{\max} = 6981,98\text{KN}$ $M_{\text{cors}} = 2718,67\text{kN.m}$ $T_{\max} = 142,07\text{ KN}$

ELU : $N_{\max} = 9415,75\text{kN}$ $M_{\text{cors}} = 3455,80\text{k KN.m}$ $T_{\max} = 194,41\text{KN}$

ELA : $N_{\max} = 6530\text{ KN}$ $M_{\text{cors}} = 17931,04\text{ KN.m}$ $T_{\max} = 1394,481\text{KN}$

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 230,5\text{ cm}^2$ on prend une nappe de 29 HA32 ($A_s = 233,29\text{ cm}^2$).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerce de HA16, esp = 15 cm dans la zone critique et 30 cm dans la zone courante.

La coupe de ferrailage est représentée dans la figure suivante :

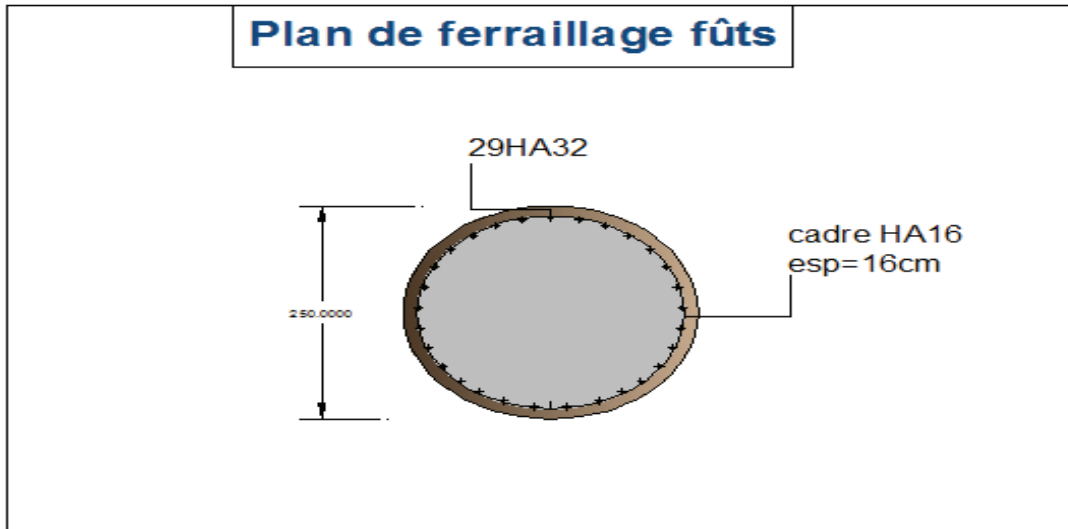


Figure IX.5. Coupe transversale du ferrailage du fût

IX.6.2. Etude du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

Dimensionnement à la flexion

Schéma statique :

Notre chevêtre est reposé sur trois appuis, on peut le présenter par le schéma statique suivant :

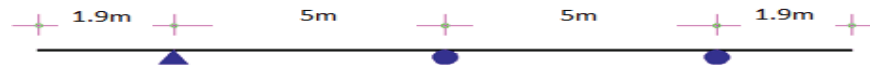


Figure IX.6. Schéma statique du chevêtre

Modélisation et résultats :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT2014. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

On modélise le chevêtre comme une poutre continue sur trois appuis simples, et on modélise les charges comme une charge répartie sur la longueur du chevêtre.

Charge	Culée	Pile	charge sur chevêtre
Rg	5282,06	10564,11	765,52
R(Al)	1647,06	2212,80	160,35
Rbc	1454,83	1604,63	116,28
RMc120	1083,86	1152,79	83,536
RD240	1778,82	2140,59	155,12
RST	35,00	70,00	5,0725

Tableau IX.14. Valeurs de charges appliquées au chevêtre

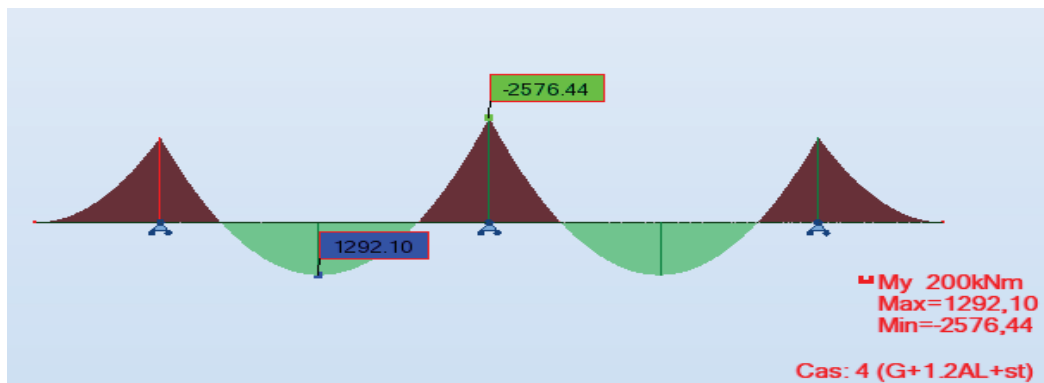


Figure IX.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

- Moment max sur appuis à l'ELS : 2576.44 KN.m
- Moment max à mi- travée à l'ELS : 1292.10 KN.m

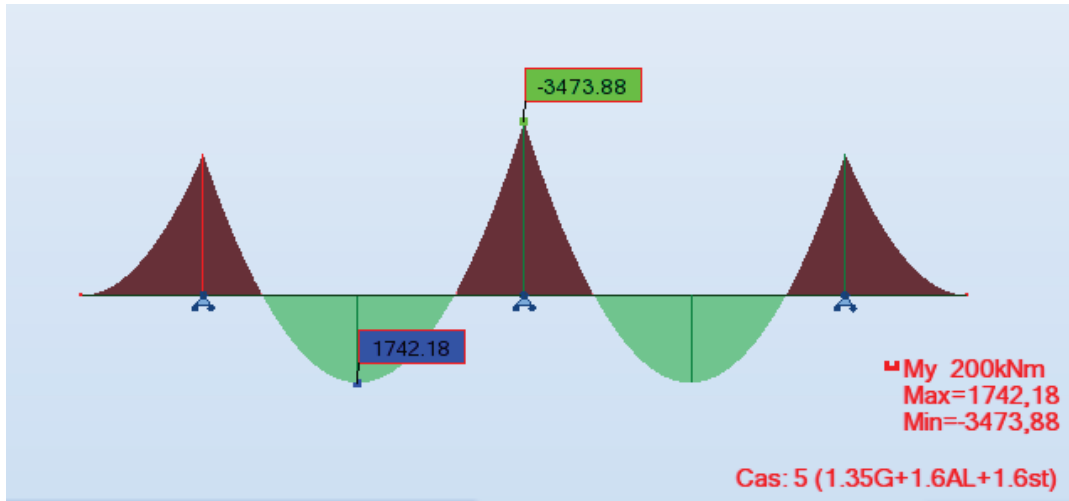


Figure IX.8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

- Moment max sur appuis à l'ELU : 3473.88 KN.m
- Moment max à mi-travée à l'ELU : 1742.18 KN.m

Tableau IX.15. Sections de ferrailage du chevêtre

Sollicitation	M max ELU	M max ELS	As (cm ²)	Armatures	As' (cm ²)
Sur Appui	3473.88	2576.44	78	17HA 25	83.45
mi-travée	1742.18	1292.10	78	17 HA25	83.45

Armatures transversales :

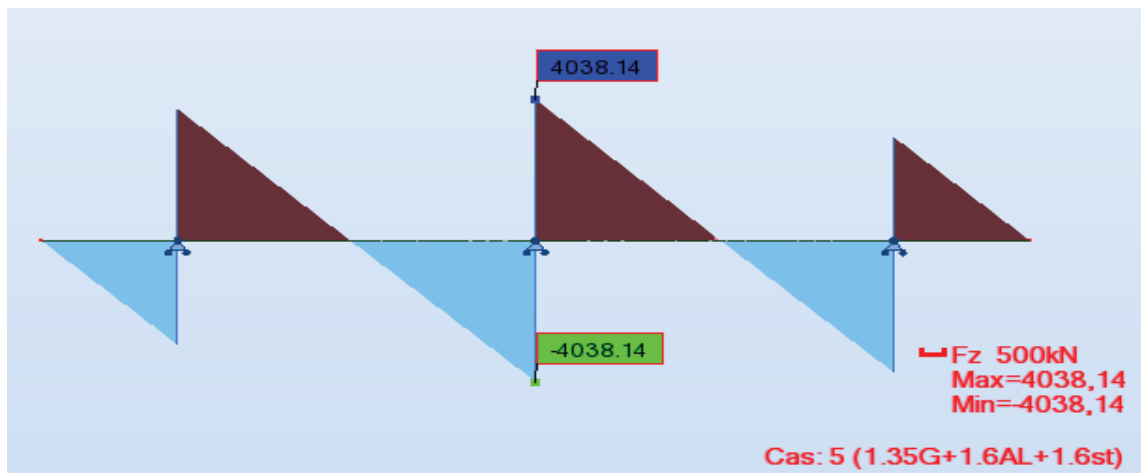


Figure IX.9. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

$$V_{\max-ELU} = 4038.14 \text{ KN}$$

Avec Robot expert : 1 Cadre de HA20, esp = 10 cm dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante.

Dimensionnement à la torsion

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,95\text{m}$.

Détermination du ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limité par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \text{ si } L_c > \Phi + H_c$$

Application Numérique :

$$\begin{array}{|l} L_c = 4,0 \text{ m} \\ H_c = 2,0 \text{ m} \\ \Phi = 2,5 \text{ m} \\ L_t = 4,0 \text{ m} \end{array}$$

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, $b_n = H_c/6$;

C : moment de torsion maximal par ml ;

Ω : l'aire du torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

Evaluation de moment de torsion

❖ Phase de construction :

$$C_1 = P_G \times e$$

Application Numérique :

$$\begin{array}{|l} P_G = 231.95 \text{ KN/ml (poutres + entretoise)} \\ e = 0,95 \text{ m} \\ C_1 = 220.35 \text{ KN.m/ml} \end{array}$$

❖ Phase service :

$$C_2 = P_{A(l)-3V} \times e$$

Application Numérique :

$$\begin{array}{|l} P_{A(l)} = 160.35 \text{ KN/ml} \\ e = 0,95 \text{ m} \\ C_2 = 152.33 \text{ KN.m/ml} \end{array}$$

$$C = \max (C_1; C_2) = 220.35 \text{ KN.m/ml}$$

Ferrailage longitudinale

$$A = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

P : périmètre du chevron

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier

Application Numérique :

$$\Omega = 6,11 \text{ m}^2$$

$$P = 11.33 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333,33 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour HA 14, avec un espacement de 30 cm.

La figure ci-dessous présente le ferrailage adopté pour le chevron :

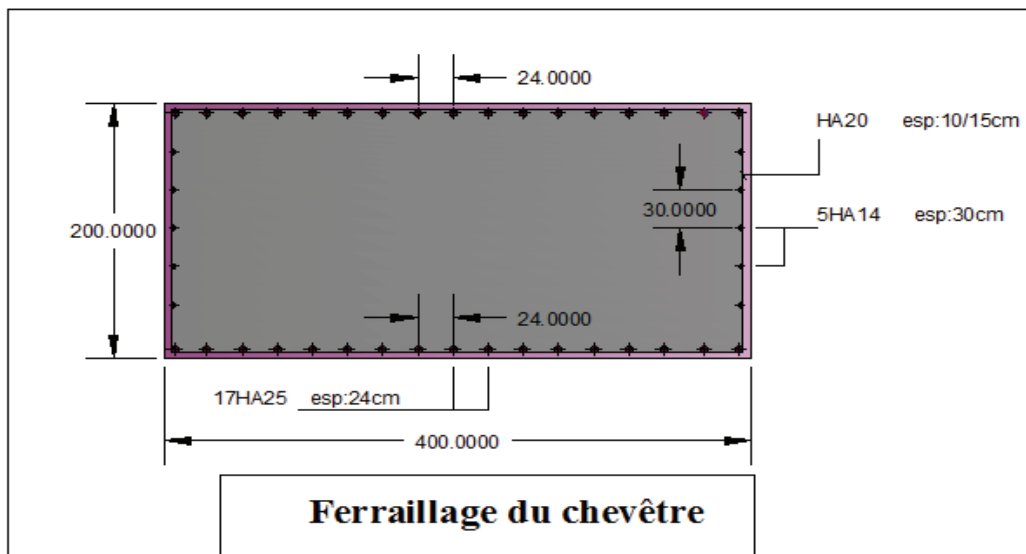


Figure IX.10. Ferrailage du chevron

IX.7.CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre les piles de notre ouvrage, on a les conçu en tenant compte des facteurs liées au site du pont, mode de fonctionnement du tablier...puis on a évalué les efforts agissant sur ces derniers pour déterminer leur ferrailage, sans oublier qu'on a tenu compte l'effet sismique sur ces appuis surtout que l'ouvrage situe dans une zone de sismicité moyenne.

X.1.INTRODUCTION

La culée d'un pont c'est la partie située sur la rive, assure la liaison entre la chaussée du tablier et celle du pont, destinée à supporter le poids et la charge venante du tablier et aussi elle joue le rôle d'un mur de soutènement contre les remblais d'accès. Dans notre étude de la culée, on passe en premier lieu par le prédimensionnement de ses éléments constitutifs puis on va évaluer les charges appliquées dans le cas normal et le cas sismique et on terminera par le calcul du ferrailage de chaque élément.

X.2.CHOIX DU TYPE DE LA CULEE

Selon la forme et la fonction jouée par la culée, on distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage, ont une fonction porteuse.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé, elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse.
- Culées creuses sous forme d'une boîe renversée.

D'après le profil en long du projet, les PK des deux culées et leurs hauteurs sont :

Tableau X.1. Les hauteurs des deux culées

Désignation	Culée 01 (gauche)	Culée 02 (droite)
Point kilométrique	37+407.8	37+619
Hauteur de la culée en (m)	6.8	6.7

Vu les données naturelles du site, notre choix est allé vers la culée remblayée pour les deux côtés, la culée qu'on va prendre en considération dans l'étude est la culée 01 (culée gauche) qui présente une hauteur de 6.8m.

X.3.PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Les dimensions des éléments de la culée et leurs fonctions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau X.2. Prédimensionnement de la culée

L'élément	Sa fonction	Ses dimensions
Mur frontal	Supporter les charges verticales du tablier et soutien des remblais	Largeur : 13.8m Hauteur : 4.4m Epaisseur : 1.6m
Mur garde grève	Etablir le joint de chaussée, retenir les terres des remblais derrière le tablier	Largeur (celle du tablier) : 13.8m Hauteur : 2.4m Epaisseur : 30cm
Mur en retour	Soutenir les remblais d'accès	Epaisseur : 60cm
Corbeau	Un appui pour la dalle de transition sous forme de trapèze	Epaisseur : 0.5m H : 0.9m ; h : 0.5m
La dalle de transition	Atténuer les efforts de tassement du remblai près de l'ouvrage	$L \geq \min [6m, \max (4, 0.6H)]$ H : hauteur du remblai ; L= 4m Longueur : 12.6m Epaisseur : 30cm
La semelle	Supporter le poids propre de la	Epaisseur : 2m

X.4.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Evaluation des efforts dus aux poussées

La culée est soumise aux nombreux efforts horizontaux et verticaux, ils sont dus aux :

- Poids propre de la culée
- La descente de charge du tablier
- Poids des terres
- Poussée des terres
- Effet du séisme et du freinage

Avant de calculer la poussée des terres, on va calculer le coefficient de poussée K_{ad} qui est déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le 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 ;

$\beta = 0^\circ$: angle qui fait le talus avec l'horizontale ;

$\theta = \arctg (K_h / (1 \pm K_v))$

Et :

K_h : accélération du séisme horizontal égale à coefficient d'accélération de zone : $A=0.2$

K_v : accélération du séisme vertical $K_v = 0.3K_h$

Le coefficient de poussée des terres varie selon les conditions sismiques, on les distingue en :

- Cas n 01 : sans séisme
- Cas n 02 : séisme horizontal
- Cas n 03 : séisme horizontal + séisme vertical vers le bas
- Cas n 04 : séisme horizontal + séisme vertical vers le haut

Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Conditions		K_h	K_v	$\theta(^{\circ})$	K_{ad}
Condition normale (sans séisme)		0	0	0	0.33
Conditions sismiques	Horizontal $1+K_v$	0.2	0.06	10.68	0.464
	Horizontal $1-K_v$	0.2	-0.06	12.01	0.484
	Horizontal	0.2	0	11.31	0.47

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L vaut :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma(1 \pm K_v) H^2 L K_{ad}$$

Avec :

γ : le poids volumique des terres égale à 18KN/m³

X.5.ETUDE STATIQUE DE LA CULEE

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau X. 4. Sollicitations les plus défavorables

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G+0.6T+1.2A(I)+ST	19617.05	3216.50	-3268.61
ELU	1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	34777.4	5831.6	-4010.43

Les résultats de calcul sont présentés en détail dans l'annexe C

X.6.ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE

Les charges sismiques permanentes (éléments de la culée) :

Tableau X.5. Efforts sismiques des éléments de la culée

Efforts	N (KN)	H (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Total	739.41	2464.71	585.50	9330.76

Les charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres :

Tableau X.6. La poussée dynamique des terres

Designation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Pad (1+kv)	/	4316.87	/	-2.933	/	-12662.82
Pad (1-kv)	/	3997.67	/	-2.933	/	-11726.50

Les charges sismiques due au tablier :

Tableau X.7. Effort sismique du tablier agissant sur la culée

Efforts	N (KN)	V (KN)	M _N (KN.m)	M _V (KN.m)
Séisme tablier	1637.95	1644.82	-818.98	10526.85

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée. Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.8. Sommation des efforts sismiques du tablier et de la culée

Désignation	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Cas 1	0.00	6978.19	11041.61
Cas 2	0.00	6668.41	10796.03
Cas 3	1797.11	0.00	1006.74

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.9. Efforts à l'ELA

Désignation	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
P max - H + 0,3V	18500.47	10390.82	-2372.10
P min - H - 0,3V	17283.22	10066.43	-2824.08
P max + V - 0,3H	19758.45	5506.09	6061.75
P min - V - 0,3H	16025.24	5398.54	4028.42

Avec :

- P_{max} : effort statique maximal
- P_{min} : effort statique minimal
- H : effort sismique horizontal
- V : effort sismique vertical

X.7.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

X.7.1.Etude du mur garde grève

Le mur de garde grève est soumis aux forces verticales et horizontales. Pour la faible excentricité de ces forces verticales (son poids propre, la réaction d'une charge appliquée directement sur le mur garde grève et la réaction de la dalle de transition), elles vont créer des moments faibles donc on peut négliger leurs effets, et prendre en considération que les charges horizontales qui sont : poussées des terres, la force de freinage du camion B_c et la charge locale située en arrière du mur. Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

Evaluation des efforts

Le moment total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moments des poussées des terres

$$M_p = \frac{P \times H}{3} ; \text{ avec } : P = \frac{1}{2} k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur du mur garde grève H= 2.4m

K_{ad} : coefficient de poussée des terres $K_{ad} = 0.33$

L : largeur du remblai égale à 12.6m (le calcul se fait pour 1 ml)

Donc : $M_{p-ELU} = 18.47 \text{ KN.m/ml}$ $M_{p-ELS} = 13.68 \text{ KN.m/ml}$

Moment dû à la force de freinage du camion B_c

Le moment dû à la force de freinage d'une roue du camion B_c est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu.P.h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération égale à 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS

P : charge d'une roue arrière du camion B_c égale à 60 KN

Donc : $M_{f-ELU} = 91.24 \text{ KN.m/ml}$ $M_{f-ELS} = 68.43 \text{ KN.m/ml}$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève dû à la charge locale a pour expression la formule suivante :

$$M_c = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx ; \text{ avec : } k = k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

k_a : coefficient de poussée ($k_a = 0.33$)

γ : coefficient de pondération $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

b_c : coefficient de pondération du système Bc ($b_c = 0.95$)

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai $\delta = 1.07$

h : hauteur du mur garde grève $h=2.4\text{m}$

$K = 0.54$ à ELU

$K = 0.4$ à ELS

Le tableau suivant du document SETRA PP73 montre des valeurs de M_c/K pour des différentes valeurs de h :

Tableau X.10. Les valeurs des rapports M_c/K en fonction des valeurs de h

h (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$M_c/K(\text{t.m/ml})$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire, on trouve la valeur du M_c/K correspondante à notre valeur de h .

Donc : $M_{c-ELU} = 45.98 \text{ KN.m/ml}$ $M_{c-ELS} = 34.05 \text{ KN.m/ml}$

Combinaison d'actions sur le mur garde grève

$M_{ELU} = M_{p-ELU} + M_{f-ELU} + M_{c-ELU} = 18.47+91.24+45.98 = 155.7 \text{ KN.m/ml}$

$M_{ELS} = M_{p-ELS} + M_{f-ELS} + M_{c-ELS} = 13.68 + 68.43 + 34.05 = 116.16 \text{ KN.m/ml}$

Ferraillage du mur garde grève

Le mur garde grève travaille en flexion simple, il est ferrailé à l'état limite de service (fissuration préjudiciable)

Avec robot expert :

- Section d'acier : $A_s = 19.7\text{cm}^2$, on prend 7HA20/ml ($A_s = 21.9\text{cm}^2$) / coté remblai.
- Armatures de construction : $A_s' = A_s/3 = 6.56\text{cm}^2$, on prend 5HA14/ml ($A_s' = 7.7\text{cm}^2$) / coté tablier.
- Armatures horizontales : $A_h = A_s/4 = 4.92\text{cm}^2$, on prend 5HA12/ml ($A_h = 5.65\text{cm}^2$)

X.7.2. Etude de la dalle de transition

C'est une dalle en béton armé placée derrière du mur garde grève, elle sert de diminuer les tassements du remblai d'accès. Elle repose sur le corbeau et sur le

remblai, dans le calcul on va la considérer comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités.

Evaluation des efforts

Elle est sollicitée par son poids propre, le remblai au-dessus de laquelle, le revêtement et la surcharge d'exploitation, le tableau suivant présente les valeurs de ces charges :

Tableau X.11. Evaluation des efforts pour la dalle de transition

La charge	q(KN/ml)	Moment (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN)
Le poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.76	3.52	3.52
Le remblai	16	32	32
La surcharge	10	20	20

Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Tableau X.12. Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition

Etat limite	La combinaison	Moment fléchissant	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G +1.6Q	100.2	100.2
ELS	G +1.2Q	74.52	74.52

Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec robot expert :

- Section d'acier : $A_s = 13.4\text{cm}^2$, on prend 7HA16/ml ($A_s = 14.07\text{cm}^2$)
- Armatures de construction : $A_s' = A_s/3 = 4.46\text{cm}^2$, on prend 5HA12/ml ($A_s' = 5.65\text{cm}^2$)
- Armatures longitudinales : 2 nappes H12 (nappe supérieure + nappe inférieure), esp = 20 cm dans la zone courante.

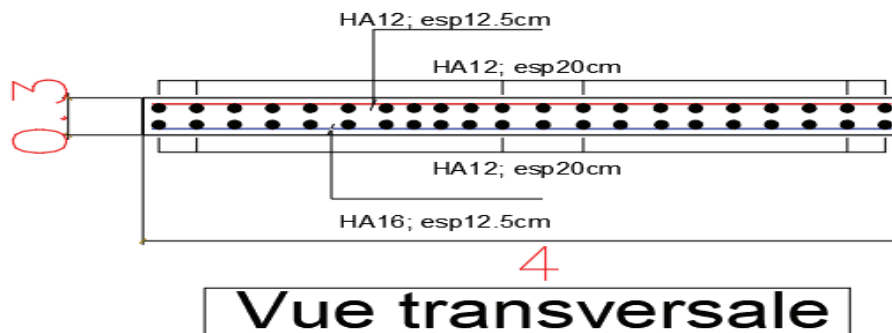


Figure X.3. La coupe transversale du ferraillage de la dalle de transition

X.7.3. Etude du corbeau

Le corbeau est situé arrière bas du mur garde grève, il joue le rôle d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des efforts

Réaction due au poids des charges permanentes : $R_{cp} = ql/2$

l : longueur de la dalle de transition = 4m

q : les charges permanentes (réaction de la dalle de transition, poids du revêtement et du remblai) = 25.26 KN/ml

donc : $R_{cp} = 50.52$ KN/ml

Réaction des surcharges sur le remblai : $R_s = ql/2$

q : la surcharge sur remblai = 10KN/ml

alors : $R_s = 20$ KN/ml

Combinaison d'actions sur le corbeau

Tableau X.13. Combinaisons d'actions sur le corbeau

Etat limite	La combinaison	La réaction (KN/ml)
ELU	$1.35R_{cp} + 1.6R_s$	100.2
ELS	$R_{cp} + 1.2R_s$	74.52

Ferraillage du corbeau

Le corbeau travaille en flexion simple, il est ferrailé à l'ELS (la fissuration considérée est préjudiciable) :

Section d'acier : à l'aide du robot expert $A_s = 12\text{cm}^2$, on prend **6HA20/ml** ($A_s = 18.84\text{cm}^2$)

Armature de construction : $A'_s = A_s/3 = 4\text{cm}^2$ soit : **6HA12/ml** ($A_s = 6.78\text{cm}^2$)

On peut aussi ferrailier le corbeau selon le ferrailage recommandé du guide SETRA PP73 (page24) [4] : on utilise des armatures longitudinales de type $\phi 10$ filantes disposés sur toute la périphérie du corbeau et des armatures transversales de type HA10 tous les 10cm et un goujon de type HA 25 placé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

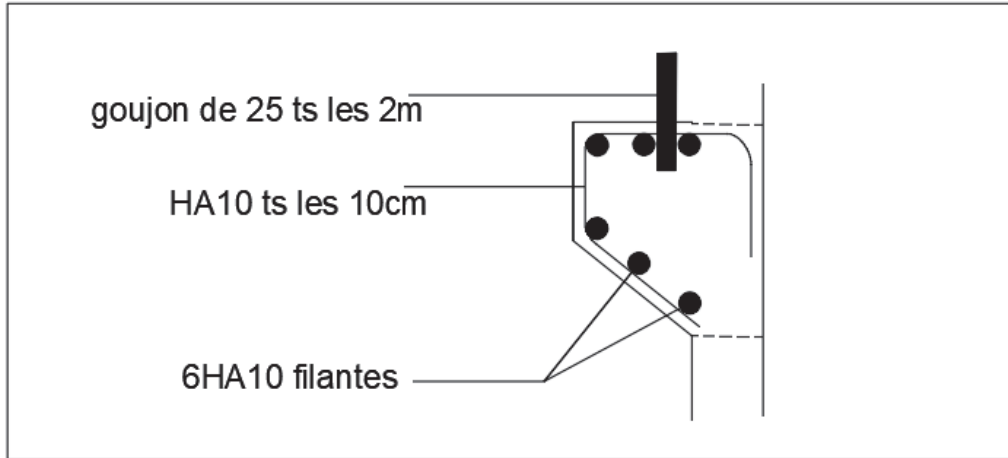


Figure X.4. Le ferrailage du corbeau

X.7.4. Etude du mur frontal

Le mur frontal est considéré comme une voile encadrée à sa base dans la semelle travaille en flexion composée, il est sollicité par :

- Charges permanentes (son poids propre et le poids de la superstructure et la poussée des terres)
- Les surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

Les sollicitations les plus défavorables sur le mur de front sont présentées dans le tableau suivant (détail de calcul voir l'annexe C) :

Tableau X.14. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal

Cas	N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS (G+0.6T+1.2A(I)+ST)	744.20	166.37	-362.22
ELU (1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	1285.68	292.25	-492.49

Ferrailage du mur frontal

Avec robot expert, on trouve :

Section d'acier : $A_s = 16 \text{ cm}^2$, on prend **7 HA20/ml** ($A_s = 21.99 \text{ cm}^2$)

Pour le ferrailage horizontal : $A_s' = A_s/3 = 5.33 \text{ cm}^2$ **6 HA14/ml**

X.7.5. Etude des murs en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, le mur en retour est encadré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, il est sollicité selon le document PP73 par des charges verticales et horizontales :

- Poids propre et poids de la superstructure.
- Poussée horizontale.

- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

Evaluation des efforts horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = 0.5 \times [0.33 \times 18 \times 6.73^2 \times 1] = 134.51 \text{ KN}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1.2 \times 6.73 \times 0.33 \times 10 = 26.65 \text{ KN}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 20 \times 1.2 = 24 \text{ KN}$

Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 134.51 \times 2.83 = 380.66 \text{ KN.m}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 26.65 \times \frac{1}{2}(6) = 79.95 \text{ KN.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $M_{sc} = 24 \times 5 = 120 \text{ KN.m}$

Combinaisons d'actions

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 833.81/6 = 138.96 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 620.6/6 = 103.43 \text{ KN.m/ml}$$

Evaluation des efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 302.85 \text{ KN}$
- Poids propre de la superstructure : $P_{st} = 3 \times 6 = 18 \text{ KN}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ KN}$

Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 302.85 \times 2.83 = 857.06 \text{ KN.m}$
- Poids propre de la superstructure : $M_{st} = 18 \times 6/2 = 54 \text{ KN.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 48 \times 5 = 240 \text{ KN.m}$

Combinaisons d'actions

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35(M_G + M_{st}) + 1.6M_{sc} = 1613.93/6 = 268.98 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_G + M_{st} + 1.2M_{sc} = 1199.06/6 = 199.84 \text{ KN.m/ml}$$

Ferrailage des murs en retour

Avec robot expert :

- **Sens horizontal**

Section d'acier : $A_s = 16 \text{ cm}^2$, on prend **6 HA20/ml** ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3 = 6.28 \text{ cm}^2$, on prend **6 HA12/ml** ($A'_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

- **Sens vertical**

Section d'acier : $A_s = 16 \text{ cm}^2$, on prend **6 HA20/ml** ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3 = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on prend **6 HA12/ml** ($A'_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

X.8.ETUDE DE LA FONDATION

X.8.1.Etude de la semelle

La semelle est un élément en béton armé a pour rôle de transmettre au sol les charges de l'ouvrage à travers les pieux au- dessous de laquelle. Elle a les dimensions suivants:

- Longueur : 15m
- Largeur : 6m
- Epaisseur : 2m

Les sollicitations les plus défavorable sur la semelle sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau X.15. Efforts globaux sur la semelle sous la culée

Cas	N(KN)	H(KN)	ΔM (KN. m)
ELS	19617.05	3216.50	-3268.61
ELU	34777.47	5831.67	-4010.43
ELA	19758.45	5506.09	6061.75

Pour détail de calcul voir l'annexe C

Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait en utilisant la méthode des bielles conditionnée par:

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \\ \alpha \geq 45^\circ \end{cases}$$

Avec :

$$h = H-d', d' = 10\text{cm}$$

H : épaisseur totale de la semelle

L : entraxe des pieux

b : épaisseur du mur frontal

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.9}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.6}{4}} = 1.357 \rightarrow \alpha = 53.61^\circ > 45^\circ \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$h = 1.9 > 1.4 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La section d'armature inférieure est déterminée par la méthode des bielles est donnée par :

$$A_s = (N_{\max} / \bar{\sigma}_a) \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$\text{Cas normal : } N_{\max} = 2679.12 \text{ KN ; } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}f_c = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 59.22\text{cm}^2$$

Cas sismique : $N_{\max} = 2890.76 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_a = 500 \text{ MPa}$

$$\rightarrow A_s = 42.6 \text{ cm}^2$$

Le cas le plus défavorable c'est le cas normal, donc la section concernée au ferrailage est : $A_s = 59.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{14 HA25}$ ($A_s = 68.68 \text{ cm}^2$)

Ces armatures transversales placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur L égale à : $L = H + \phi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$

Ces armatures sont espacées de : $S_t = \frac{H + \phi_{\text{pieu}}}{n-1} = \frac{3.2}{13} = 24 \text{ cm}$, on opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieures :

$$A_{st} = A_s/4 = 14.8 \text{ cm}^2; \text{ on prend ; } \mathbf{12HA14/ml}$$
 ($A_{st} = 18.46 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{sl} = A_s/3 = 19.74 \text{ cm}^2; \text{ on prend ; } \mathbf{12HA16/ml}$$
 ($A_{sl} = 24.11 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{sls} = A_s/10 = 5.92 \text{ cm}^2; \text{ on prend : } \mathbf{6HA12/ml}$$
 ($A_{sls} = 6.78 \text{ cm}^2$), $S_t = 12 \text{ cm}$

Armatures latérales :

$$A'_s = A_s/10 = 5.92 \text{ cm}^2; \text{ on prend : } \mathbf{6HA12/ml}$$
 ($A'_s = 6.78 \text{ cm}^2$), $S_t = 12 \text{ cm}$

X.8.2. Etude des pieux

Un pieu est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage.

Nombre de pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort normal du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_{p-ELS}}$$

Avec :

N_{\max} : effort normal maximal à l'ELS

Q_{p-ELS} : capacité portante d'un pieu à l'ELS

Application numérique :

$$n_p = \frac{19617.05}{5930} = 3.31$$

on opte pour 8 pieux (2×4) de diamètre 1.2m chacun et une longueur égale 20m.

Effort revenant à chaque pieu

L'effort normal revenant à chaque pieu est calculé par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2} \right)$$

Avec :

n : nombre des pieux

N : effort normal

M_x, M_y : moments dans les sens x,y

X,Y : les distances entre le pieu considéré et les axes X,Y respectivement

Vérification du non poinçonnement et non arrachement des pieux :

Les valeurs max de l'effort revenant à chaque pieu dans les trois états limite sont comparées avec les portances d'un pieu

- à l'ELS :

$$N_{\max} = 2679.12 \text{ KN} < 5930 \text{ KN (condition de non poinçonnement vérifiée)}$$

$$N_{\min} = 1894.06 \text{ KN} > 0 \quad (\text{condition de non soulèvement vérifiée})$$

- à l'ELU :

$$N_{\max} = 4816.55 \text{ KN} < 6700 \text{ KN (condition de non poinçonnement vérifiée)}$$

$$N_{\min} = 2651.96 \text{ KN} > 0 \quad (\text{condition de non soulèvement vérifiée})$$

- à l'ELA :

$$N_{\max} = 2890.76 \text{ KN} < 7200 \text{ KN (condition de non poinçonnement vérifiée)}$$

$$N_{\min} = 1723.4 \text{ KN} > 0 \quad (\text{condition de non soulèvement vérifiée})$$

Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + C_u \times b \times y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu, b = 1.2m

C_u : module de réaction du sol, $C_u = 30\text{MN/m}^3$

y : déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : Longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

C_u : module de réaction du sol, $C_u = 30\text{MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton = 34180 MPa

I : moment d'inertie d'un pieu

Application numérique :

$$I = \pi D^4 / 64 = 3.14(1.2)^4 / 64 = 0.1017\text{m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 30}{4 \times 34180 \times 0.1017}} = 0.226 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Alors : } \lambda \times L = 0.226 \times 20 = 4.52$$

Effort tranchant en tête du pieu

- **Cas normal**

$H = 3216.50 \text{ KN}$ (effort horizontal maximal sur la semelle sous les combinaisons de l'ELS)

$$P = \frac{H}{n} \text{ tel que : } n \text{ représente le nombre de pieux (} n = 8 \text{ pieux)}$$

$$P = 402.06 \text{ KN/pieu}$$

- **Cas sismique**

$H = 5506.09 \text{ KN}$ (effort horizontal maximal sur la semelle sous les combinaisons de l'ELA)

$$P = \frac{5506.09}{8} = 688.26 \text{ KN/pieu}$$

A partir du tableau de WERNER, pour une valeur $\lambda \times L = 4.52$ par interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = 4.52 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^H = 1.31 \\ X_{\varphi}^M = 1.57 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\varphi H}}{\chi_{\varphi M}} \times \frac{P}{\lambda}$$

- Cas normal : $M = -1484.41 \text{ KN.m}$
- Cas sismique : $M = -2541.06 \text{ KN.m}$

Ferraillage des pieux

Le pieu travaille en flexion composée, son ferraillage est fait à l'aide du logiciel Robot expert

$$N = 2890.76 \text{ KN}$$

$$M = -2541.06 \text{ KN.m}$$

A l'aide du logiciel Robot expert, on trouve :

- **Armatures longitudinales :**

La section d'acier est : $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$; on prend **24 HA25** ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$)

- **Armatures transversales :**

On prend des cercles de **HA14** avec un espacement de 20cm dans la zone courante et 15cm dans la zone de recouvrement.

X.9.CONCLUSION

Pour un bon dimensionnement de la culée, on a pris compte l'effet sismique qui dépend de la zone où se situe le pont en raison que la culée est l'un des éléments fondamentaux de la structure d'un pont, elle joue à la fois le rôle d'appui et le rôle d'une structure de soutènement.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'études est une expérience enrichissante qui, nous a donné la chance pour rappeler des connaissances qu'on les a appris déjà dans nos années d'études et pour apprendre des nouvelles notions reliées à la conception, au dimensionnement et aux procédés méthodes de construction des ponts.

On note également en deuxième lieu, que l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs disciplines des travaux publics telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des structures...

Cette étude nous a permis aussi de maîtriser la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul.

A travers ce travail, qui nous a donné une bonne expérience dans le monde professionnel, on a compris que l'ingénieur doit avoir un sens d'observation très développé pour qu'il soit apte de prendre des décisions et faire choix qui satisfont à toutes les conditions et les contraintes du projet.



BIBLIOGRAPHIES

ENSTP 2019/2020

❖ GUIDES ET COURS

- [1] Document SETRA, (Février 1996) "ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension". Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- [2] Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- [3] Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- [4] Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailages types ".
- [5] Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).
- [6] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- [7] Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.
- [8] CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- [9] BELAOURA Mbarek, (2018/2019) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [10] BELAOURA Mbarek, (2017/2018) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [11] TOUNSI & HADID Mohamed, (2019/2020) "Cours dynamique des sols". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

❖ THESES/ PFE

- [12] BENNACER Imen et KADEM Anis, (2019) "Conception et étude d'un pont pour la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest (V5)". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, encadré par BIREM Kamel et MEZOUAR Akila. Ecole nationale supérieure des travaux publics.
- [13] BENGHALIA Youcef et MOKADEM Oussama, (2019) "Conception et étude d'un viaduc au PK11+480 de l'évitement de la ville de Boumerdas". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, encadré par TAKI Mohamed. Ecole nationale supérieure des travaux publics.
- [14] DJAMEL Abderrahmane, (2017) "Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d'un site recevant un ouvrage d'importance vitale". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master académique, encadré par MESSAFER Tahar. Université de Mhamed Bougara de Boumerdes

❖ **OUTILS INFORMATIQUES**

Autodesk Robot Structural Analysis 2014

Autodesk Robot expert 2010

Autodesk Autocad 2018

Microsoft office word 2016

Microsoft office Excel 2016



ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS

ENSTP 2019/2020



RAPPORT DE SONDAGE

Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

N°Dossier : GLT-14-015

Lieu : Tizi Ouzou - Bouira

Client : Groupement ONE

(Sondage N°: SCP-B8 (2

Appareil: APAGEO

Date essai : 24/03/2004

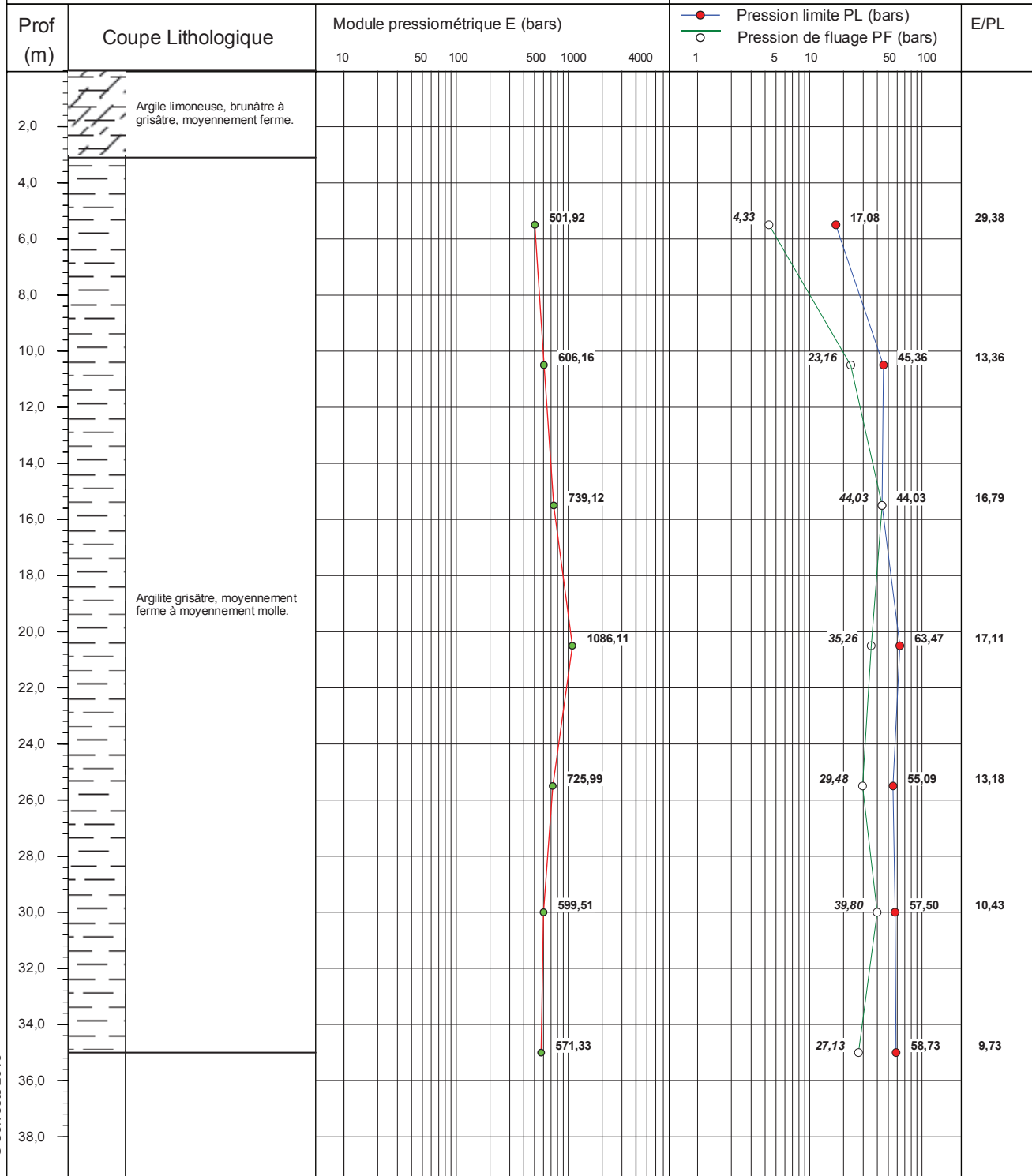
Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : 568 998

Z :

Y : 4 041 168



© SolTests 2013

Remarque :

Client : Groupement ONE
 Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
 Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : SCP-B8 (2)
Profondeur Essai : 5,5 m

Date essai : 19/10/2014
 Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
 Profondeur nappe / TN (m) :

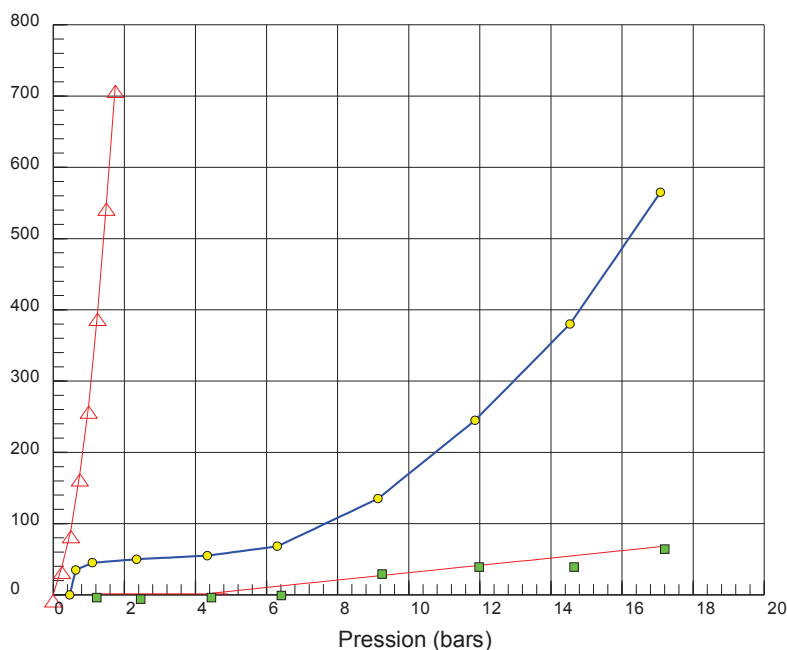
Coordonnées GPS :

X : 568 998

Z :

Y : 4 041 168

Volume (cm3)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : $E = 501,92$ bars
 Pression limite : $PL = 17,08$ bars
 Pression de fluage : $P_f = 4,33$ bars

- : Courbe d'étalonnage.
- : Courbe corrigée.
- : Courbe de fluage.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,47
0,25	25	35	0,63
0,75	43	45	1,11
2,00	50	50	2,34
4,00	53	55	4,33
6,00	63	68	6,30
9,00	100	135	9,14
12,00	200	245	11,87
15,00	335	380	14,54
18,00	495	565	17,08

Remarque :

Préparé par :
 BENHADDOU

Date :

Approuvé par :
 BEGHACHI

Date :

Client : Groupement ONE
 Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
 Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
 Réf. Client :
 N° rapport :

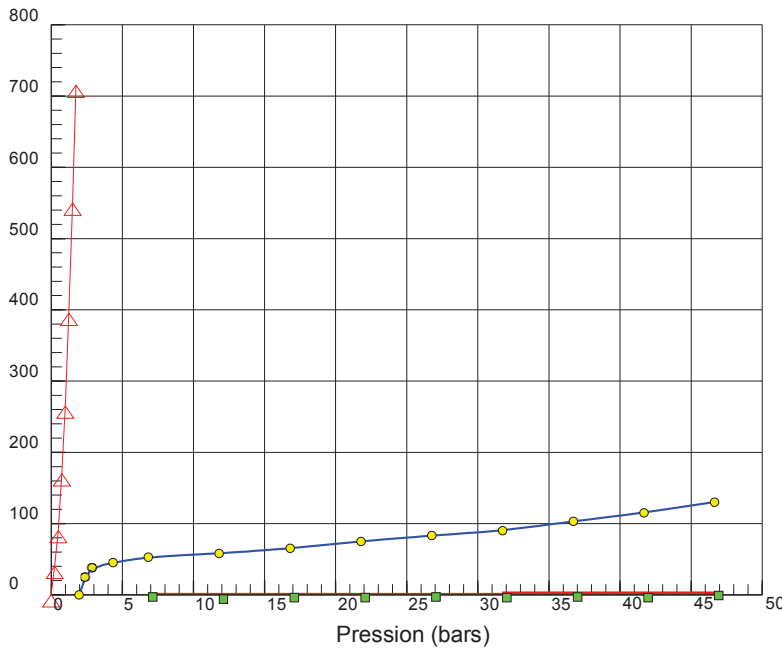
Sondage n° : SCP-B8 (2)
Profondeur Essai : 20,5 m

Date essai : 19/10/2014
 Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
 Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : 568 998 Z :
 Y : 4 041 168

Volume (cm3)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : $E = 1086,11$ bars
 Pression limite : $PL = 63,47$ bars
 Pression de fluage : $P_f = 35,26$ bars

— : Courbe d'étalonnage.
 —●— : Courbe corrigée.
 —■— : Courbe de fluage.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	1,97
0,50	15	25	2,41
1,00	35	38	2,87
2,50	43	45	4,36
5,00	50	53	6,84
10,00	58	58	11,82
15,00	63	65	16,81
20,00	73	75	21,78
25,00	80	83	26,76
30,00	88	90	31,75
35,00	100	103	36,71
40,00	113	115	41,68
45,00	125	130	46,65

Remarque :

Préparé par :
 BENHADDOU

Date :

Approuvé par :
 BEGHACHI

Date :



ANNEXE B. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2019/2020

LA VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE

La force de précontrainte minimale est calculée comme suit :

$$P_{\min} = \sup (P_I, P_{II})$$

Avec :

P_I : force de la précontrainte de la section sous critique.

P_{II} : force de la précontrainte de la section sur critique.

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt1} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Le tableau suivant montre les valeurs des paramètres précédents :

$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.5MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-3MPa
$d'= 0.1 \times H(\text{poutre+dalle})$	0.2m
v	0.7252 m
v'	1.2748m
P	0,47
ΔM	2. 14 MN.m
M_M	6.87 MN.m

$$P_I = -1.55 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 4.08 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = 4.08 \text{ MN}$$

ALLURE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

Position des câbles dans la section d'about

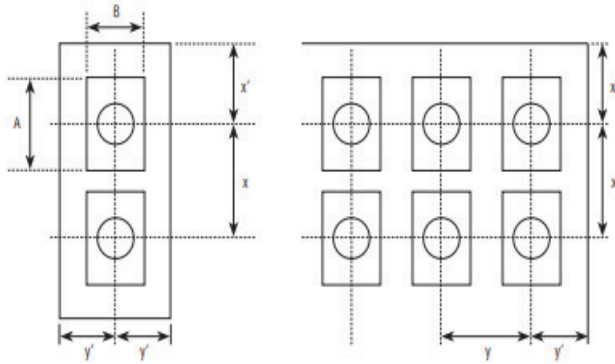
Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec la moyenne de centre de gravité de la section (d'about+dalle) et poutre seule.

*Détermination de position de câble moyenne :

$$C = \frac{V' \text{poutre seule} + V \text{poutre+hordis}}{2} = \frac{0.93 + 1.16}{2} = 1.05 \text{ m}$$

-Détermination de la position des câbles :

Annexe B. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

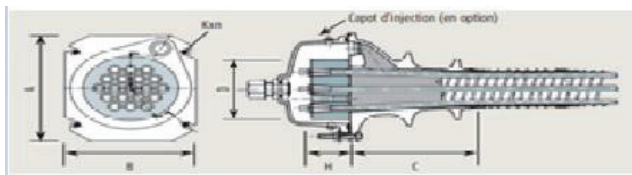
$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	K _{inj} (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	150	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	180	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	305	150	65	M12x4
13C15	250	210	286	160	70	M12x4
19C15	300	250	276	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	386	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Distances a et b

Unités	a = b (mm)		
	f _{m,a} (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

On fixe A=240mm et B=200mm

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \geq 0,85a$$

$$x' \geq 0,5x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

Application numérique :

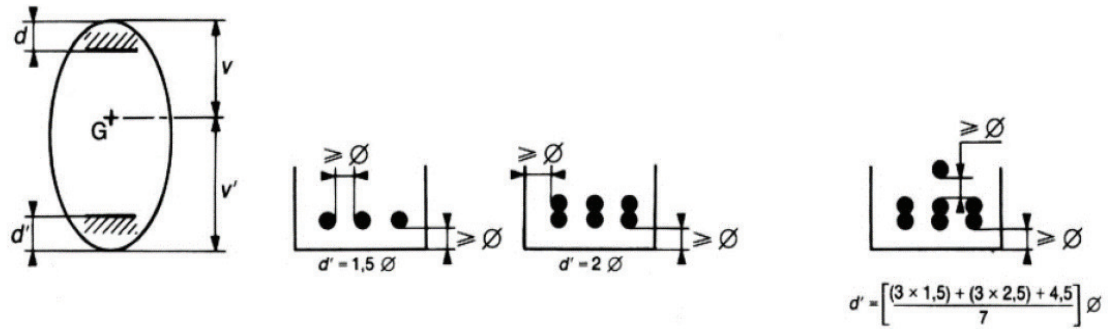
f_{c28} = 40MPa, par interpolation linéaire on trouve a = 342mm

x ≥ 240+30=27cm et x ≥ 0.85*34.2 = 28.9cm → On prend alors : x=35cm

x' ≥ 21.5cm → On le prend : x' = 35cm

y' ≥ 21.5cm → y' = 30cm c'est au milieu de l'âme.

Position des câbles dans la section médiane



- Le premier câble : $\phi_1 \geq 1.5 \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 8 = 12\text{cm}$
- Le deuxième câble : $\phi_2 \geq 1.5 \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 12+8 = 20\text{cm}$
- Le troisième câble : $\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \phi_{\text{gaine}} = 24+12 = 36\text{cm}$

On a $\phi = 8\text{cm}$ (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE

Il est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{VM - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{Vm + \bar{V}}{P} \right)$$

Le tableau suivant résume le calcul de l'angle de relevage :

b_n	0.52m
B_n	1.49m ²
P	5.35 MN
σ_x	3.59 MPa
f_{t28}	3 MPa
$\bar{\sigma}$	2.81MPa
\bar{V}	2.33 MN

Donc, l'angle de relevage sera :

$$-16.10^\circ \leq \alpha \leq 32.70^\circ$$

D'après le tracé des câbles, les angles de relevage sont :

$$\alpha_1 = 3.67^\circ$$

$$\alpha_2 = 5.37^\circ$$

$$\alpha_3 = 6.57^\circ$$

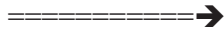
EQUATION DES CABLES (sous forme paraboliques)

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

$$D'(x) = 2ax + b$$

Annexe B. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

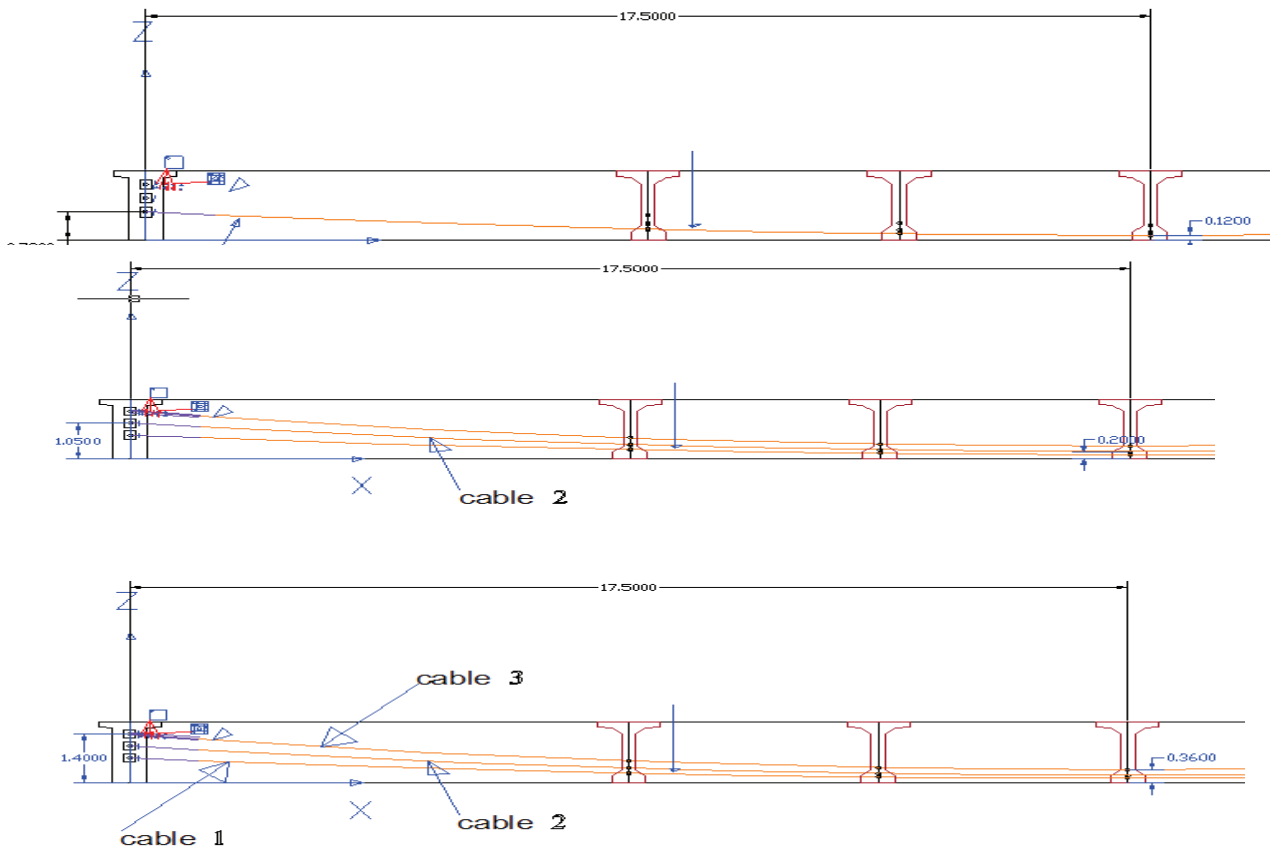
D'après les Conditions aux limites



Câble 1 : $a=1.893 \times 10^{-3}$ $b=-0.0662$ $c=0.7$

Câble 2 : $a=2.775 \times 10^{-3}$ $b=-0.0971$ $c=1.05$

Câble 3 : $a=3.395 \times 10^{-3}$ $b=-0.11885$ $c=1.4$



VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS

$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
1,86	0,12
1,85	0,17
1,85	0,21
5,56	0,51

Calcul de σ_x

P (MN)	5.56
B_n (m ²)	1.49
σ_x (MPa)	3.73

On a :

$$\sigma_x = 3.73 < 0.4.f_{c28} = 16$$

Donc, on va vérifier que ça : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Calcul de τ

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

<i>Vser (MN)</i>	0.845
<i>Vred (MN)</i>	0.335
<i>Sn (m3)</i>	1.78
<i>In (m4)</i>	0.6
<i>bn (m)</i>	0.52
<i>τ (MPa)</i>	1.91

Calcul de $\bar{\tau}_1$

<i>f_{i28} (MPa)</i>	3
<i>σ_x (MPa)</i>	3.73
<i>$\bar{\tau}_1$</i>	2.85

On a vu que : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Alors, les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VERIFICATION DES BIELLES DE BETON

La justification concernant les bielles du béton consiste à vérifier que la contrainte de compression dans les bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime de béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$\text{On a : } \tau_u = 1.91 \text{ MPa} < \frac{40}{6} = 6.66$$

Condition vérifiée

VERIFICATION DES DIFFERENTES ZONES DE LA POUTRES

• **Zone de surface :**

La zone de surface c'est la zone qui précède la zone d'appui, elle doit y prévoir le ferrailage suivant :

$$A_s = 0.04 \cdot \frac{P_{jo}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

P_{jo} : Force à l'origine de l'ancrage

$$P_{jo} = A_p \times \sigma_{p0} = 2.38 \text{ MN}$$

$$\text{Donc, } A_s = 2.86.10^{-4} \text{ m}^2$$

2 cadres de HA16 ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

- **Zone intermédiaire comprimée**

Cette vérification concerne la partie de la poutre qui se situe entre la zone d'about et la zone d'appui, les contraintes dans cette zone doivent être vérifiées pendant l'exécution et durant le service :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{jo}}{b d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

d_j : La longueur de la poutre comprise entre l'about et la section d'appui = 0.5m

b : Largeur de l'âme de la section d'about = 0.6m

La vérification est résumée dans le tableau suivant :

Jour	f_{cj} (MPa)	P_{jo} (MN)	σ_{mj} (MPa)	$\frac{2}{3}f_{cj}$ (MPa)	Remarque
7 jrs	26.5	1.19	3.93	17.66	Vérifiée
28jrs	40	2.38	7.93	26.66	Vérifiée

- **Zone d'éclatements**

La contrainte est très importante dans la section d'ancrage, elle doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\sigma_{ij} = 0.5 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_{jo}}{b d_j} \leq 1.25 f_{ij}$$

Avec :

a_j : Plus grande dimension de la plaque d'ancrage ($a_j = 0.24\text{m}$)

P_{jo} : Force à l'origine de l'ancrage : $P_{jo} = A_p \times \sigma_{p0} = 2.38 \text{ MN}$

d_j : La longueur de la poutre comprise entre l'about et la section d'appui = 0.5m

b : Largeur de l'âme de la section d'about = 0.6m

Jour	f_{ij} (MPa)	P_{jo} (MN)	σ_{ij} (MPa)	$1.25f_{ij}$ (MPa)	Remarque
7 jrs	2.19	1.19	1.02	2.73	Vérifiée
28jrs	3	2.38	0.61	3.75	Vérifiée



ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

ENSTP 2019/2020

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

Calcul des déplacements horizontaux et des efforts dus à variation linéaire :

- Répartition des efforts horizontaux :

L'effort de variation linéaire est donné par la formule suivante :

$$H_{FLV} = |Xi| \times K_i \times \varepsilon$$

Avec :

$|Xi|$: Position de l'appui par rapport au centre de rigidité

K_i : La rigidité de l'appui

ε : coefficient de dilatation ;

ε_f : coefficient du fluage 3×10^{-4}

ε_r : coefficient de retrait 2×10^{-4}

ε_T : coefficient de la température 2×10^{-4}

Calcul de centre de rigidité : $x_r = \frac{\sum x_i K_i}{\sum K_i}$

Appui	x_i (m)	k_i (MN/m)	$\sum K_i$ (MN/m)	x_r (m)
C1	-105.6	24.05	265.14	-0.81
P1	-70.4	45.06		
P2	-35.2	45.74		
P3	0	40.36		
P4	35.2	42.03		
P5	70.4	43.85		
C2	105.6	24.05		

Calcul des efforts dus au fluage, retrait et température :

Appui	x_i (m)	k_i (MN/m)	H_{FT} (KN)	H_{Ffl} (KN)	H_{Fret} (KN)
C1	-104.8	24.05	504.08	756.13	504.08
P1	-69.59	45.06	627.14	940.71	627.14
P2	-34.39	45.74	314.6	471.9	314.6
P3	0.81	40.36	65.38	98.07	65.38
P4	36.01	42.03	302.7	454.05	302.7
P5	71.21	43.85	624.51	936.76	624.51
C2	106.41	24.05	511.83	767.75	511.83

Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait, fluage et température :

Appui	V_{xT} (m)	V_{xre} (m)	V_{xfl} (m)
C1	0.02	0.02	0.031
P1	0.014	0.014	0.02
P2	0.007	0.007	0.01
P3	00	00	00
P4	0.007	0.007	0.01

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

P5	0.015	0.015	0.02
C2	0.021	0.021	0.032

Calcul de déplacement maximal du au effort de freinage V_{xfr} , il est donné par la formule :

$$V_{xfr} = (F_{fr} \times T_q) / (n \times G \times a \times b)$$

F_{fr} : l'effort de freinage induit par le système B_C avec la combinaison la plus défavorable à l'ELU : $F_{fr} = 1.6 \times 0.3 = 0.48$ MN

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui : $G = 0.9$ MPa

a, b : les dimensions de l'appareil d'appui en plan (**35×35**)cm²

n : nombre des appareils d'appui

T_q : épaisseur des feuillets d'élastomère (**55**mm)

Appui	$F_{freinage}$ (MN)	V_{xfr} (cm)
C1	0.043	0.12
P1	0.081	0.22
P2	0.082	0.23
P3	0.072	0.2
P4	0.076	0.21
P5	0.079	0.22
C2	0.043	0.12

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

ETUDE STATIQUE DE LA CULEE

Désignation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier(y/o)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Semelle	4500.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	2428.80	/	-0.30	4.20	-728.64	/
DDT	378.00	/	2.36	8.16	892.08	/
Mur en retour	673.20	/	2.26	5.65	1521.43	/
Corbeau	110.25	/	0.58	7.79	63.95	/
MGG	248.40	/	0.16	7.13	39.74	/
Poids des Terres Amot	3984.88	/	2.00	5.63	7969.75	/
Poussée Mur Frontal	/	2897.96	/	-3.46	/	-10026.94
Poids Sur 10kN/m ²	438.52	/	2.87	/	1258.54	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	333.40	/	-4.44	/	-1478.61

Combinaisons d'actions sur la semelle de la culée :

A P'ELS :

	N (KN)	H(KN)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	17605.58	3124.18	-12436.07	9758.31	-2677.76
G+0.6T+1.2Q	18187.70	3463.47	-13589.66	11429.00	-2160.67
G+0.6T+1.2A(l)+ST	19617.05	3216.50	-13026.92	9758.31	-3268.61
G+0.6T+1.2Bc+ST	19386.37	3304.178	-13588.07	9758.31	-3829.76
G+0.6T+Mc120	18689.44	3124.18	-12436.07	9758.31	-2677.76
G+0.6T+D240	19384.40	3124.18	-12436.07	9758.31	-2677.76

A P'ELU :

	N (KN)	H(KN)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)	M(KN.m)
1.35G+0.9T	23767.5	4228.5	-15560.85	13173.72	-2387.13
1.35G++0.9T+1.6Q	24543.6	6160.9	-22545.28	20012.10	-2533.18
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	34777.4	5831.6	-21794.96	17784.53	-4010.43
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	34469.8	5948.5	-22543.15	17784.53	-4758.63
1.35G+0.9T+1.35Mc120	33549.3	4228.5	-15560.85	17784.53	2223.67
1.35G+0.9T+1.35D240	34487	4228.5	-15560.85	17784.53	2223.67

Evaluation des charges sismiques (éléments de la culée)

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

Designation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier(y/o)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Semelle	270.00	900.00	0.00	1.00	0.00	900.00
Mur frontal	145.73	485.76	-0.30	4.20	-43.72	2040.19
DDT	22.68	75.60	2.36	8.16	53.52	616.90
Mur en retour	40.39	134.64	2.26	5.65	91.29	760.72
Corbeau	6.62	22.05	0.58	7.79	3.84	171.77
MGG	14.90	49.68	0.16	7.13	2.38	354.22
Poids des Terres Amot	239.09	796.98	2.00	5.63	478.19	4486.97
Somme	739.41	2464.71	/	/	585.50	9330.76

Evaluation des charges sismiques due à la poussée des terres

Designation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Pad (1+kv)	/	4316.87	/	-2.933	/	-12662.82
Pad (1-kv)	/	3997.67	/	-2.933	/	-11726.50

Efforts agissants sur le mur frontal :

• **Efforts dus au poids propre**

Designation	N (KN)	H (KN)	Bras de levier (x/o)	Bras de levier(y/o)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Mur frontal	2428.8	/	0	2.20	0	/
Dalle d transition	189	/	3.1	6.16	585.9	/
Corbeau	110.25	/	1.4	5.79	154.35	/
MGG	248.4	/	0.9	5.13	223.56	/
Poussée sur le mur frontal	/	1730.4	/	-2.26	/	-3910.704
Poussée Sur 10kN/m ²	/	282.74	/	-2.26	/	-638.9924

• **Efforts dus au tablier**

Rg	5282.05	/	-0.20	/	-1056.41	/
R(AI)	1647.06	/	-0.20	/	-329.41	/

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

Rbc	1454.83	/	-0.20	/	-290.97	/
RMc120	1083.86	/	-0.20	/	-216.77	/
RD240	1778.82	/	-0.20	/	-355.76	/
RST	35.00	/	-0.20	/	-7.00	/
Hf+r	/	153.35	/	-4.40	/	-674.73
HT°	/	121.45	/	-4.40	/	-534.39
Frein Al	/	76.93	/	-4.40	/	-338.51
Frein Bc	/	150.00	/	-4.40	/	-660.00

Combinaisons d'actions sur le mur frontal :**A'PELS :**

	N (KN)	H(KN)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	8258.50	1956.62	-4906.07	-92.60	-4998.67
G+0.6T+1.2Q	8258.50	2295.91	-5672.86	-92.60	-5765.46
G+0.6T+1.2A(l)+ST	10269.98	2048.94	-5312.28	-496.30	-5808.57
G+0.6T+1.2Bc+ST	10039.29	2136.619	-5698.07	-450.16	-6148.22
G+0.6T+Mc120	9342.36	1956.62	-4906.07	-309.37	-5215.44
G+0.6T+D240	10037.32	1956.62	-4906.07	-448.36	-5354.43

A'PELU :

	N (KN)	H(KN)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	11148.98	2652.37	-6671.28	-125.01	-6796.29
G+0.6T+1.2Q	11148.98	4033.08	-10028.62	-168.76	-10197.38
G+0.6T+1.2A(l)+ST	17742.42	3703.79	-9547.85	-707.02	-10254.87
G+0.6T+1.2Bc+ST	17434.84	3820.69	-10062.23	-645.51	-10707.74
G+0.6T+Mc120	16514.33	2652.37	-6671.28	-461.41	-7132.69
G+0.6T+D240	17452.53	2652.37	-6671.28	-649.05	-7320.33



ANNEXE D. NOTES DE CALCUL

ENSTP 2019/2020

- Hourdis
 - Nappe supérieure :

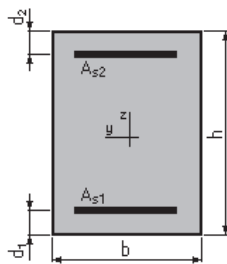
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	27,57	0,00
Etat Limite de Service	20,68	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,22$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,17$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 27,57$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,38		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 1,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 19,6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,57$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{max} = 20,68$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 4,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 16,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

- Nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

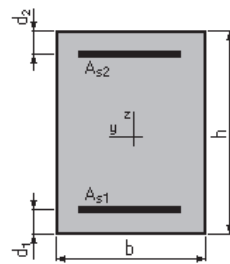
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	38,40	0,00
Etat Limite de Service	28,82	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3,5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,32$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,17$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 38,40$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 1,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19,4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,82$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 28,82$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 5,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 18,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 23,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

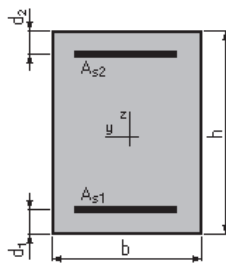
- **Entretoises :**
 - **Nappe supérieure :**
- Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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

2. Section:



$b = 35,0$ (cm)
 $h = 135,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	289,97	0,00
Etat Limite de Service	214,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,16$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 289,97$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 127,4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,52$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 214,80$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 25,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 121,6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 25,9$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)	

- Nappe inférieure :

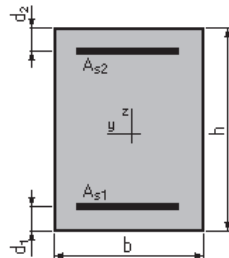
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 35,0 (cm)
h = 135,0 (cm)
d₁ = 5,0 (cm)
d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M _{max} (kN*m)	M _{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	183,60	0,00
Etat Limite de Service	136,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 5,4 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 5,4 (cm ²)		
théorique	ρ = 0,12 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 183,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,7 (cm)
Bras de levier: Z = 130,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,29 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 136,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,46
Position de l'axe neutre: y = 22,5 (cm)
Bras de levier: Z = 124,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cd} = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 17,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
σ_{s lim} = 500,0 (MPa)

- Ferrailage pieux sous semelle de la pile :

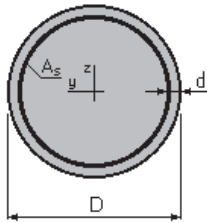
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	3910,02	196,80	0,00
2.	ELA	6290,00	2507,00	0,00
3.	ELA	-1320,00	2507,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _s = 134,1 (cm ²)	Section maximum	A _{s max} = 565,5 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 22,6 (cm ²)		
théorique	ρ = 1,19 (%)	maximum	ρ _{max} = 5,00 (%)
minimum	ρ _{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 3910,02 (kN) M_y = 196,80 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,65
Position de l'axe neutre: y = 253,1 (cm)
Bras de levier: Z = 57,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: σ_s' = 56,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 σ_{s lim} = 250,0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELA N = 6290,00 (kN) M_y = 2507,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,88 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 70,0 (cm)
Bras de levier: Z = 80,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2,14 (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: σ_s = 427,2 (MPa)
 comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = -1320,00 (kN) M_y = 2507,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 23,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 101,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,60$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 358,5$ (MPa)

- ferrailage Fûts :

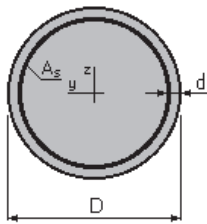
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 250,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	6981,98	2718,67	0,00
2.	ELU	9415,75	3455,80	0,00
3.	ELA	6528,00	17439,49	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 225,5$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 2454,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 98,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,46$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 6981,98 (kN)** **M_y = 2718,67 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6,09
Position de l'axe neutre: y = 227,8 (cm)
Bras de levier: Z = 151,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,9$ (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 1,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 41,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 9415,75 (kN)** **M_y = 3455,80 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6,26 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 204,2 (cm)
Bras de levier: Z = 147,3 (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,60$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 120,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 6528,00 (kN)** **M_y = 17439,49 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 54,1 (cm)
Bras de levier: Z = 213,6 (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,92$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 469,7$ (MPa)

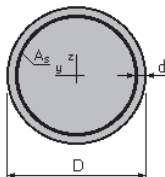
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. 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

2. Section :



D = 250,0 (cm)

$d = 9,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	194,41	9415,75
2.	ELA	1691,00	6779,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)
Cadres: $2 \varnothing 16$
Escapement: $S_t = 30,0$ (cm)
Escapement maximum: $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

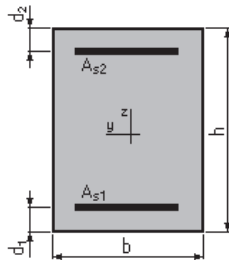
- **Ferrailage chevêtre :**
Calcul de Section en Flexion Simple

1. 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

2. Section:



$b = 400,0$ (cm)
 $h = 200,0$ (cm)
 $d_1 = 7,0$ (cm)
 $d_2 = 7,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)

M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	3473,88	0,00
Etat Limite de Service	2576,44	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 78,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 78,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 3473,88$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,88	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,2$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 192,5$	(cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,33$	(‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 2576,44$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,80		
Position de l'axe neutre:	$y = 31,0$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 184,7$	(cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,9$	(MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$	(MPa)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 13,1$	(MPa)	
Contrainte limite de l'acier:			
	$\sigma_{s\ lim} = 500,0$	(MPa)	

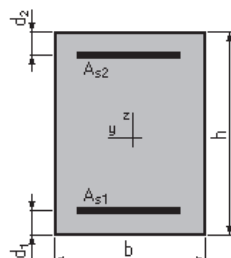
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 400,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d₁ = 5,0 (cm)
d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M _{max} (kN*m)	M _{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1742,18	0,00
Etat Limite de Service	1292,10	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 78,0 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 78,0 (cm ²)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1742,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,75 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,2 (cm)
Bras de levier: Z = 192,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,33 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 1292,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,57
Position de l'axe neutre: y = 31,0 (cm)
Bras de levier: Z = 184,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 6,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
σ_{s lim} = 500,0 (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

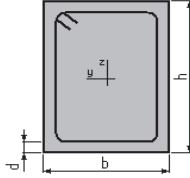
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Fissuration non préjudiciable
- * Reprise de bétonnage
- * Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



b = 400,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	4038,14	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,5$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6,3$ (cm²)
Cadres: 2 $\varnothing 20$
Espacement : $S_t = 9,7$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) 5 + 17* 9 + 1*16 (cm)

- **Mur garde grève :**

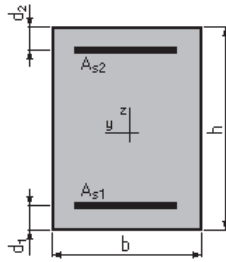
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 240,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	155,70	0,00
Etat Limite de Service	116,16	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 19,7$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 176,2$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,45$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 155,70$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 235,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Cas ELS $M_{max} = 116,16$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,00
 Position de l'axe neutre: $y = 1,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 234,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

- Dalle de transition :

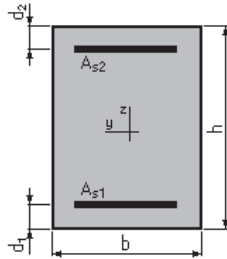
Calcul de Section en Flexion Simple

1. 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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	100,20	0,00
Etat Limite de Service	74,52	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3,2$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,54$ (%)		
	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 100,20$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 74,52$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 8,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,2$ (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:

$\sigma_{s\text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

- Mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Composée

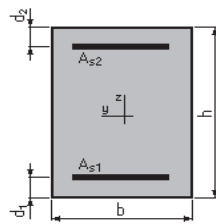
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul en poteau
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 160,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	744,20	-362,22
2.	ELS	1285,68	-492,49

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 16,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\text{ min}} = 32,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\text{ max}} = 800,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 744,20 (kN) M = -362,22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,82 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 97,3$ (cm)

Annexe D. NOTES DE CALCUL

Bras de levier: $Z = 116,1$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,08$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 415,1$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1285,68 (kN) M = -492,49 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,45
Position de l'axe neutre: $y = 131,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 111,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 3,3$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 26,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

- **Mur en retour :**
 - Sens horizontal

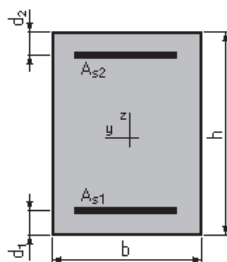
Calcul de Section en Flexion Simple

1. 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

2. Section:



$b = 60,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	138,96	0,00

Etat Limite de Service	103,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 16,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 142,5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,38$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 138,96$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	4,57	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 8,5$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 91,6$	(cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,98$	(‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 103,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3,36		
Position de l'axe neutre:	$y = 23,8$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 87,1$	(cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,0$	(MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$	(MPa)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 12,2$	(MPa)	
Contrainte limite de l'acier:			
	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$	(MPa)	

- Sens vertical :

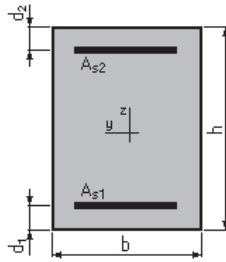
Calcul de Section en Flexion Simple

1. 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

2. Section:



$b = 60,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	268,98	0,00
Etat Limite de Service	199,84	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 16,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 142,5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,38$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 268,98$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,36 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 91,6$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,98$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 199,84$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,74
 Position de l'axe neutre: $y = 23,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 87,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 23,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

- Pieux sous semelle de la culée :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

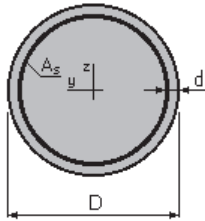
1. Hypothèses:

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

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	2890,76	-2541,06	0,00
2.	ELS	2679,12	-1484,41	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum théorique $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²)

$\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 2890,76 (kN) $M_y = -2541,06$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 43,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 94,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 5,64$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 2679,12 (kN) $M_y = -1484,41$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,49

Position de l'axe neutre: $y = 58,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 90,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,8$ (MPa)

Annexe D. NOTES DE CALCUL

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 167,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 160,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)