

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

**Conception et étude d'un viaduc dans la
pénétrante reliant le port de DJEN DJEN
a l'EULMA au Pk 64.8 au PK 65.015**

Présenté par :

- DOUARA Amar

- KHELFHOUM Abdelmoumene

Encadré par :

- MEHTOUR Tarek

Co-Encadrant :

- Mme. MEHIAOUI

HADJEBAR Mahdia Y.

Promotion 2021/2022



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mr. MEHTOUR Tarek,

Nous remercions également notre Co-encadreur Mme MEHIAOUI HADJEBAR Mahdia Y. d'avoir répondu à nos questionnements avec dévouement.

On adresse un grand remerciement à l'organisme MAPA pour l'opportunité de travailler au MAPA pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, l'ingénieur BABAKHOUYA Youcef pour son aide, ainsi que l'administration de l'école spécialement Mme MAKOUDI Imane, Mme BOUREBIA Mahdia et Mme BOUMAREZ Nada, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils ont nous a rapporté

Dédicace

A mes très chers parents

DOUARA Massaoud ** BOUMISSA Zibouda

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots, toi mon père.

A tous mes frères Fouad et Mouhamed et ses familles

A toutes mes sœurs et ses familles

A mon chers binôme KHELFOUM Abdelmoumen

A toute ma famille, mes cousins Choukri, Lamine, Hichem, Younes Ayoub et Rafik

A tous mes chers amis, GHERBI Hamza, SAOUDI Ilyes, BENZINE Lyes, DEBICHE Amar, SOURAKH Mouhamed, ANTRI Yacine, BOUAFASSA Akrem, BELGRIMET Yasser, KHELFOUM Zaki, SAIDANI Youcef, KECHAIRI Messaoud, TAYEB BEY Hichem, RICHA Zaki, SADEK AKLI Lkhier, SAKA Abdelhak, DJAIDJA Ilyes, AMARA Nacer, Elboubi, RIACHE Anis, SEBIE Akrem, MEROUCHE Saber, BAZBOUZ Oussama, CHAREF Mahmoud, SELAMNIA Houcine, GRIDI Abderraouf, YAHY Bedro, CHAIA Abderrahmane, FERHI Abderrahmane, SELLAM Anis BELHANIA Younes, LEHOUASSA Khaled, SOUIHER Zied, ...

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

DOUARA Amar

Dédicace

Avant tout, je remercie 'Dieu'

De m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail

Que je dédie :

À ma très chère mère : Yamina, Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère peut faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

À mon très chère Père : Youcef surnommé Sassi, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis à fournir pour mon éducation et ma formation.

À mes frères, Abderrahim et Abderraouf, et À mes Sœurs et ma famille : Pour votre soutien moral et vos encouragements. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Puisse Dieu le tout puissant, vous préserver du mal, vous combler de santé et vous guider vers le bonheur et la réussite.

À mon binôme DOUARA Amar et toute sa famille.

À mes meilleurs amis : Ilyes niveau, gherbi hamza, debiche Amar, mohamed sorakhe, kechairi messaoud, benzine ilyas, Antri yassine, belhania younes, Riache Anis, selamnia hocine, charef mahmod, bazbouz, Sebiaa akrem, meroche saber, gridi raouf, Houassa khaled, tayebeb hicham, Amara nasr, richa zakı, abdelhake saka, mohamed khier, ilyes djaidja, yazid el-boubi, khelfhoum zakı, bouafassa akrem, belgrint yasser, saidani youcef.

À tous ceux qui m'ont soutenu, à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, à tous ceux qui m'ont donné la force de continuer.

KHELFOUM Abdelmoumene

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I :	EVOLUTION DES PONT
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. EVOLUTION DES PONTS AU COURS DES TEMPS.....	2
I.2.1. Pont en bois.....	2
I.2.2. Pont en maçonnerie.....	2
I.2.3. Pont en acier.....	3
I.2.4. ponts suspendus	3
I.2.5. Pont en béton armé.....	4
I.2.6. Pont en béton précontraint	5
I.3. CONCLUSION.....	6
CHAPITRE II :	PRESENTATION DE PROJET
II.1.INTRODUCTION	7
II.2. PRESENTATION DE PROJET	7
II.2.1. Objectif du projet.....	7
II.2.2. L'obstacle à franchir.....	7
II.3. LES DONNEES DU PROJET	7
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	7
II.3.1.1. Le tracé en plan.....	7
II.3.1.2. Le profil en long.....	8
II.3.1.3. Le profil en travers.....	8
II.3.1.4. Le Gabarit	9
II.3.2. Les données naturelles.....	9
II.3.2.1. Les forages	9
II.3.2.2. Les données géotechniques.....	10
II.3.2.3. Les données sismiques.....	10
II.3.2.4. Climato-graphie	12
II.4. CONCLUTION	12
CHAPITRE III :	CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT
III.1. INTRODUCTION :.....	13
III.2. LES POINTS ESSENTIELS DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :.....	13
III.2.1. Critères de choix du type d'ouvrage	13
III.2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	13

III.2.3. Qualités requises pour un pont :	13
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :	14
III.3.1. Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre	14
III.3.1.1. Conception longitudinal	14
III.3.1.2. Conception transversale.....	15
III.3.1.3. Conception des poutres principales	15
III.3.1.4. Conception des entretoises	15
III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier	16
III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique	16
III.3.1.7. Les avantages de cette variante	16
III.3.1.8. Les inconvénients de cette variante	16
III.3.2. Variante 2 : Pont à Poutres.....	18
III.3.2.1. Conception longitudinal	18
III.3.2.2. Conception transversale.....	18
III.3.2.3. Les avantages de cette variante	19
III.3.2.4. Les inconvénients de cette variante	19
III.3.3. Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs à hauteur constante :	21
III.3.3.1. Conception longitudinale :	21
III.3.3.2. Conception transversale :	21
III.3.3.3. Prédimensionnement de l'infrastructure :	22
III.3.3.3.1. Conception des piles :	22
III.3.3.3.2. Conception des fondations :	22
III.3.3.3.3. Conception des culées	23
III.4. DEVIS ESTIMSTIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES.....	25
III.5. ANALYSE MULTICRITERE	28
III.5.1. L'économie	28
III.5.2. L'exécution.....	28
III.5.3. L'entretien.....	28
III.6. CHOIX DE LA VARIANTE	29
III.7. CONCLUSION	29
CHAPITRE IV :	HYPOTHESES DE CALCUL
IV.1. INTRODUCTION	30
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	30

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	30
IV.3.1. Béton	30
IV.3.2. Aciers	30
IV.3.2.1. Armatures passives	31
IV.3.2.2. Armatures actives	31
IV.3.3. Contraintes admissibles.....	32
IV.3.3.1. Béton	32
IV.3.3.2. Armatures	32
IV.4. CONCLUSION	33
CHAPITRE V :	CHARGES ET SURCHARGES
V.1. INTRODUCTION :.....	34
V.1.1. Les actions permanentes.....	34
V.1.2. Les actions variables.....	34
V.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC :	34
V.2.1. Actions permanentes	34
V.2.2. Les compléments de charges permanentes CCP	35
V.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :	36
V.3.1. Caractéristiques du pont	36
V.3.2. Système de charge à considérer.....	36
V.3.2.1. Système de charge AL	36
V.3.2.2. Système de charge B.....	37
V.3.2.3. Système de charge Mc120	40
V.3.2.4. Système de charge D240	41
V.4. EFFORTS DE FREINAGE	41
V.4.1. Système de charge B _c	41
V.4.2. Système de charge A	41
V.5. COMBINAISON D’ACTIONS	41
V.6. CONCLUSION	42
CHAPITRE VI :	MODELISATION DU TABLIER
VI.1. INTRODUCTION	43
VI.2. MODELISATION DES ELEMENTS DE L’OUVRAGE	43
VI.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES	44
VI.3.1.DEFINITION DES CHARGES :	44
VI.3.1.1. CHARGES PERMANENTES :	44

VI.3.1.2. SURCHARGES A(l) :	45
VI.3.1.3. LES CHARGES MOBILES :	45
VI.4. LES RESULTATS	47
VI.5. CONCLUSION	49
CHAPITRE VII :	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VII.1. INTRODUCTION	50
VII.2. PHASES D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION	50
VII.3. DONNEES DE LA DIMENSIONNEMENTS DE LA PRECONTRAINTE	50
VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	51
VII.4.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service	51
VII.4.2. Détermination du nombre de câbles	51
VII.4.3. Pré-vérification des contraintes	52
VII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRRAINTE	52
VII.5.1. Position des câbles	53
VII.5.2. Tracé des câbles	54
VII.6. CALCUL DES PERTES	55
VII.6.1. Les pertes de tension instantanées	55
VII.6.1.1 Les pertes dues au recul d'ancrage	55
VII.6.1.2 Les pertes dues au frottement	56
VII.6.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton	57
VII.6.2. Les pertes de tension différée	57
VII.6.2.1 Les pertes dues au retrait de béton	57
VII.6.2.2 Les pertes dues au fluage	57
VII.6.2.3 Les pertes dues aux relaxations	58
VII.6.3. Les pertes totales	58
VII.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE	58
VII.7.1. Les phases de vérification :	58
VII.7.2. Justification de la poutre a l'ELS	60
VII.7.2.1 Les efforts de la précontrainte	60
VII.7.2.2. Les caractéristiques des sections nettes :	60
VII.7.2.3. Justification des contraintes normales	60
VII.7.2.4. Justification des contraintes tangentiellles	62
VII.7.2.5. Les armatures des zones tendues	63
VII.7.2.6. Les armature de construction (ferrailage de peau)	63

VII.7.3. Justification de la poutre a l'ELU	63
VII.7.3.1. de la résistance des armatures transversale	64
VII.7.3.2. Vérification au non écrasement des bielles de béton	64
VII.8. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT :	65
VII.8.1. Effet de surface	65
VII.8.2. Effet d'éclatement.....	65
VII.9. CONCLUSION.....	67
CHAPITRE VIII :	ETUDE DU TABLIER
VIII.1. INTRODUCTION.....	68
VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES.....	68
VIII.3. ETUDE DE L'HOUDIS	69
VIII.3.1. Évaluation des efforts	69
VIII.3.2. ferrailage de la dalle	70
VIII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	71
VIII.4.1. Évaluation des efforts	72
VIII.4.2. ferrailage de l'entretoise.....	73
CHAPITRE IX :	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER
IX.1. INTRODUCTION	74
IX.2. CLASSIFICATION ET DONNEE DU RPOA	74
IX.2.1. Catégorie et classification du site.....	74
IX.3. APPAREIL D'APPUI.....	75
IX.3.1. Choix des appareils d'appuis	75
IX.3.2. Dimensionnement des appareils d'appuis.....	75
IX.4. L'ANALYSE SISMIQUE	77
IX.4.1 choix de la méthode d'analyse sismique	77
IX.4.2 Analyse dynamique linéaire - méthode des spectres de réponses.....	77
IX.4.2.1 modélisation du viaduc.....	77
IX.4.2.2 l'analyse modale.....	78
IX.4.2.3 Spectres de réponses.....	79
IX.4.2.4 combinaisons des composantes de l'action sismique.....	79
IX.5. EQUIPEMENTS DE TABLIER.....	80
IX.5.1. Vérification des appareils d'appuis.....	80
IX.5.2. Dé d'appuis	82
IX.5.2.1. Dimensionnement du dé d'appuis	82

IX.5.2.2. Ferrailage du dé d'appuis	82
IX.5.3. Joint de chaussée	83
IX.6. CONCLUSION	83
CHAPITRE X :	ETUDE DE LA PILE
X.1. INTRODUCTION	84
X.2. ETUDE DE CHEVETRE	84
X.2.1. Dimensionnement à la flexion	84
X.2.2. Armatures transversales	85
X.3. ETUDE DES PILES	85
X.3.1. ferrailage des piles 1-2 :	85
X.3.1.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile	85
X.3.1.2. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	87
X.3.1.3. Calcul du ferrailage	87
X.3.2. ferrailage des piles 3-4-5 :	90
X.3.2.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile	90
X.3.2.2. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	92
X.3.2.3. Calcul du ferrailage	92
X.4. ETUDE DES SEMELLES	94
X.4.1. les semelles pour piles 1-2 (avec pieux)	94
X.4.1.1. Evaluation des efforts	94
X.4.1.2. Ferrailage de la semelle	95
X.4.2. les semelles pour piles 3-4-5 (semelles superficielles)	96
X.4.2.1. Dimensionnement de la fondation	96
X.4.2.2. Ferrailage de la semelle	97
X.5. ETUDE DES PIEUX DES PILES	99
X.5.1. Action sur les pieux	99
X.5.2. Ferrailage des pieux	100
X.6. CONCLUSION	101
CHAPITRE XI :	ETUDE DE LA CULEE
XI.1 INTRODUCTION	102
XI.2 RAPPEL DE LA GEOMETRIE DE LA CULEE	102
XI.3 EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE	103
XI.3.1 Calculs des coefficients de poussée dynamique	103
XI.3.2 Evaluations des efforts statiques sollicitant la culée	103

XI.3.2.1 Les efforts dus au poids propre de la culée	104
XI.3.2.2 Les efforts dus aux surcharges	104
XI.3.2.3 Les efforts dus au tablier	105
XI.3.3 Evaluations des efforts sismiques sollicitant la culée	105
XI.3.3.1 Les charges sismique dues aux éléments de la culée	105
XI.3.3.2 Les charges Sismiques dues à la poussée dynamique	106
XI.3.3.3 Les charges Sismiques due à la culée.....	106
XI.3.3.4 Les charges Sismiques due au tablier.....	107
XI.3.3.5 Les charges Sismiques totale sur la culée	107
XI.3.4 Combinaisons d'actions	108
XI.3.4.1 Combinaisons état limite ultime ELU	108
XI.3.4.2 Combinaisons état limite ultime ELS.....	108
XI.3.4.3 Combinaisons état limite ultime ELA	109
XI.3.5 Réaction appliquée sur les pieux.....	109
XI.4. FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA CULEE.....	110
XI.4.1 Etude du mur frontal	110
XI.4.1.1 Combinaison des efforts	111
XI.4.1.2 Calcul des armatures	112
XI.4.2 Etude de mur garde grève	112
XI.4.2.1 Calcul des sollicitations horizontales	113
XI.4.2.2 Combinaison des efforts	114
XI.4.2.3 Ferrailages du mur garde grève	115
XI.4.3 Etude de la dalle de transition	115
XI.4.3.1 Combinaisons des efforts :	115
XI.4.3.2 Ferrailage de la dalle de transition :	116
XI.4.4 Etude du corbeau.....	116
XI.4.4.1 Ferrailage du corbeau	116
XI.4.5 Etude de mur en retour.....	116
XI.4.5.1 Ferrailage de mur en retour	117
INTRODUCTION GENERALE.....	119
BIBLIOGRAPHIE.....	.
ANEXXES.....	.
ANNEXES A	
ANNEXES B	
ANNEXES C	
ANNEXES D	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Tableau II. 1. Classification des ponts (RPOA 2008)	11
Tableau II. 2. Accélération selon la zone et le type de travail	11

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT

Tableau III. 1. Prédimensionnement des poutres métalliques.....	15
Tableau III. 2. Prédimensionnement des entretoises.....	16
Tableau III. 3. Dimensionnement du VIPP	19
Tableau III. 4. Les dimensions de la section transversale du voussoir	21
Tableau III. 5. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles.....	22
Tableau III. 6. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	23
Tableau III. 7. Les dépenses principales du variante pont poutre	25
Tableau III. 8. Prix totale du pont poutre	25
Tableau III. 9. Les dépenses principales du variante pont voussoir.....	26
Tableau III. 10. Prix total du pont voussoir.....	26
Tableau III. 11. Les dépenses principales du variante pont mixte bipoutre.....	27
Tableau III. 12. Prix totale du pont mixte bipoutres	27

CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV. 1. Contraintes admissibles à la compression de béton.	32
Tableau IV. 2. Contraintes admissibles de traction des armatures passives	32

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre	34
Tableau V. 2. Les valeurs des charges permanentes	36
Tableau V. 3. Le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées	37
Tableau V. 4. Valeurs du chargement $A(l)$	37
Tableau V. 5. Coefficients bc	38
Tableau V. 6. Valeurs du chargement Bc	38
Tableau V. 7. Les coefficients de majoration dynamique Bc	39
Tableau V. 8. Coefficients bt	39
Tableau V. 9. Valeurs du chargement Bt	39
Tableau V. 10. Les coefficients de majoration dynamique Bt	40
Tableau V. 11. Les coefficients de majoration dynamique $Mc120$	40
Tableau V. 12. L'effort de freinage $F(KN)$ de système A pour le tablier poutres.....	41
Tableau V. 13. Combinaisons des charges réglementaires	42

CHAPITRE VI : MODELISATION DU TABLIER

Tableau VI. 1. Définition des charges et surcharges	45
---	----

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 1. Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.	51
---	----

Tableau VII. 2. Calcul de PMIN	51
Tableau VII. 3. Résultats de vérification des contraintes.....	52
Tableau VII. 4. Distances a et b	54
Tableau VII. 5. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.....	55
Tableau VII. 6. Les résultats des calculs de pertes dues au recul d'ancrage.....	56
Tableau VII. 7. Résultat de calcul des pertes dues aux frottements	56
Tableau VII. 8. Contraintes limites admissibles.....	59
Tableau VII. 9. Les résultats de l'effort de précontraintes	60
Tableau VII. 10. Caractéristiques des sections nettes	60
Tableau VII. 11. Résumée des calculs des contraintes phase 1 et 2.....	61
Tableau VII. 12. Résumée des calculs des contraintes phase 3 et 4.....	61

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER

Tableau IX. 1. Caractéristiques géotechniques du sol selon et son catégorie RPOA	74
Tableau IX. 2. Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques	74
Tableau IX. 3. Combinaison des composantes d'action sismique dans la pile 4	77
Tableau IX. 4. Combinaison des composantes d'action sismique dans la pile 4	78

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X. 1. Évaluation des efforts statiques de la pile 2	85
Tableau X. 2. Évaluation des efforts statiques à l'ELS de la pile 2	86
Tableau X. 3. Évaluation des efforts statiques à l'ELU de la pile 2	86
Tableau X. 4. Évaluation des efforts sismique à l'ELA de la pile 2	87
Tableau X. 5. Évaluation des efforts statiques de la pile 4	90
Tableau X. 6. Évaluation des efforts statiques à l'ELS de la pile 4	91
Tableau X. 7. Évaluation des efforts statiques à l'ELU de la pile 4	91
Tableau X. 8. Évaluation des efforts sismique à l'ELA de la pile 4	91
Tableau X. 9. Dimensions des semelles.....	94
Tableau X. 10. Tableau de WARNER	100

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI. 1. La géométrie de la culée N°1	102
Tableau XI. 2. Coefficients de poussée de terre.....	103
Tableau XI. 3. Les efforts dus au poids propre de la culée	104
Tableau XI. 4. Les efforts dus aux surcharges	104
Tableau XI. 5. Les efforts dus au tablier	105
Tableau XI. 6. Les efforts sismiques dus aux éléments de la culée	106
Tableau XI. 7. Les efforts sismiques de la poussée dynamique sur la culée.....	106
Tableau XI. 8. Les efforts sismiques sur la culée.....	107
Tableau XI. 9. Les efforts sismiques dus au tablier	107
Tableau XI. 10. Les efforts sismiques totales	107
Tableau XI. 11. Combinaisons d'action a l'ELU	108
Tableau XI. 12. Combinaisons d'action à l'ELS.....	109
Tableau XI. 13. Combinaisons d'action à l'ELA.....	109

Tableau XI. 14. Les actions sur les pieux de la culée	110
Tableau XI. 15. Les efforts les plus défavorables sur le mur frontal	111
Tableau XI. 16. Les efforts les plus défavorables sur le mur frontal	112
Tableau XI. 17. Les valeurs de M_p/K	114
Tableau XI. 18. Les valeurs de M_p et K	114
Tableau XI. 19. Les charges appliquées sur la dalle de transition	115
Tableau XI. 20. Les charges appliquées sur le mur en retour	117

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	EVOLUTION DES PONT
Figure I. 1. Le plus haut pont aqueduc connu du monde romain	2
Figure I. 2. Le pont de la Chapelle à Lucerne	2
Figure I. 3. Cahors, pont Valentré achevé en 1378	3
Figure I. 4. Paris, Pont Neuf achevé en 1606	3
Figure I. 5. Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890,	3
Figure I. 6. Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec	3
Figure I. 7. Le pont de Tancarville	4
Figure I. 8. Le Golden Gate Bridge à San Francisco	4
Figure I. 9. Le pont de Brooklyn	4
Figure I. 10. Pont de la Tournelle (Paris)	5
Figure I. 11. Pont de Luzancy sur la Marne	5
Figure I. 12. Pont de l'Île de Ré	5
CHAPITRE II :	PRESENTATION DE PROJET
Figure II. 1. Tracé en plan de la voie portée	7
Figure II. 2. Profil en long de la voie portée	8
Figure II. 3. Coupe transversale de la voie portée	8
Figure II. 4. Gabarit à respecter	9
Figure II. 5. L'emplacement des sondages effectués	10
Figure II. 6. Coupe longitudinale de la chaussée	10
Figure II. 7. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).	11
CHAPITRE III :	CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT
Figure III. 1. Les éléments d'un pont mixte	14
Figure III. 2. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.	15
Figure III. 3. Coupe transversale typique d'une pile	18
CHAPITRE IV :	HYPOTHESES DE CALCUL
Figure IV. 1. Diagramme contraintes déformations	31
Figure IV. 2. Limitation des contraintes des sections en B.P	33
CHAPITRE V :	CHARGES ET SURCHARGES
Figure V. 1. Vue longitudinale et transversal de la poutre	34
Figure V. 2. La largeur roulable et la largeur chargeable	36
Figure V. 3. Système de charge Bc	38
Figure V. 4. Système de charge Bt	39
Figure V. 5. Système de charge Mc120	40
Figure V. 6. Système de charge D240	41
CHAPITRE VI :	MODELISATION DU TABLIER
Figure VI. 1. Les 7 poutres et l'hourdis qui constituent le tablier	43

Figure VI. 2. Les charges permanentes appliquées sur le modèle global.	44
Figure VI. 3. Affectations des charges type A.	45
Figure VI. 4. Affectations des charges type Bc.....	45
Figure VI. 5. Affectations des charges type Mc120.....	46
Figure VI. 6. Affectations des charges type Bt	46
Figure VI. 7. Affectations des charges type D240	46
Figure VI. 8. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	47
Figure VI. 9. Moment max sous l'effet de la charge permanente	47
Figure VI. 10. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre	47
Figure VI. 11. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	48
Figure VI. 12. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	48
Figure VI. 13. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	48
CHAPITRE VII :	ETUDE DE LA PRECONTRAINT
Figure VII. 1. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	53
Figure VII. 2. Disposition des plaques d'ancrages.....	53
Figure VII. 3. Les efforts de frottement exercé sur le câble.....	56
Figure VII. 4. Les sections à considérer pour vérifier la précontrainte.....	59
Figure VII. 5. Schéma des contraintes à l'ELS	63
Figure VII. 6. Armature passive des sections médiane et about	65
Figure VII. 7. Les dimensions de prisme	66
CHAPITRE VIII :	ETUDE DU TABLIER
Figure VIII. 1. Flèche max de la poutre due à poids propre.....	68
Figure VIII. 2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. 68	
Figure VIII. 3. Flèche max de la poutre a ELS	69
Figure VIII. 4. Diagramme Moment-dalle ELS	70
Figure VIII. 5. Diagramme Moment-dalle ELU	70
Figure VIII. 6. Ferrailage d'Hourdis	71
Figure VIII. 7. Position des vérins	71
Figure VIII. 8. Modélisation de l'entretoise.....	72
Figure VIII. 10. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise	72
Figure VIII. 9. Diagramme de moment pour l'entretoise.....	72
Figure VIII. 11. Ferrailage de l'entretoise.....	73
CHAPITRE IX :	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER
Figure IX. 1. Vue en 3D du viaduc	76
Figure IX. 2. Spectre de réponse horizontal.....	77
Figure IX. 3. Appareil d'appui en élastomères frette	78
Figure IX. 4. débutée pour l'appareil d'appui	81
Figure IX. 5. Exemples de structures comportant un joint de chaussée.....	83
CHAPITRE X :	ETUDE DE LA PILE
Figure.X. 1. Les moments Max ELS sur le chevêtre	84
Figure.X. 2. Effort tranchant Max ELU sur le chevêtre	84

Figure.X. 3. Ferrailage de chevêtre	85
Figure.X. 4. Abaques de WALTHER	88
Figure.X. 5. Ferrailage des piles 1-2 a la base	90
Figure.X. 6. Ferrailage des piles 3-4-5 a la base	94
Figure.X. 7. Coupe transversal d'une semelle	95
Figure.X. 8. Ferrailage de la semelle superficielle.....	98
Figure.X. 9. Ferrailage des pieux	100

CHAPITRE XI :

ETUDE DE LA CULEE

Figure XI. 1. Vue en long de la culée N°1	102
Figure XI. 2. Positionnement des pieux	110
Figure XI. 3. Mur frontal.....	112
Figure XI. 4. La poussée d'une charge locale située en arrière de garde grève	114
Figure XI. 5. sur chargement de la dalle de transition	115
Figure XI. 6. Ferrailage de la culée	118

الملخص:

يتعلق المشروع بدراسة وتصميم الجسر 64.8، والذي سيتم بناؤه في إطار مشروع ملحق الطريق السيار، والذي يربط بين ميناء جنجن والطريق السيار شرق غرب بين النقطتين PK 64+802 إلى 65+015 حيث يمر الطريق فوق واد بالإضافة إلى طريق بلدي

استهللنا عملنا ببحث حول تطور الجسور مع مرور الوقت، ثم قدمنا المشروع الزم مع دراسته في فصلين، ينصان على تقديم الجسر والقيود الطبيعية والوظيفية المرتبطة به، إضافة إلى إعطاء قياسات مبدئية لـ 3 أنواع من الجسور، ثم اختيار النوع الأكثر توافقاً مع المتطلبات بناء على تحليل متعدد المعايير، والذي اخترنا منه الجسر الميني باستعمال روافد مسبقة الاجهاد. بعدها قمنا بدراسة البنية التحتية والعلوية للجسر، وذلك من خلال حسابات سبق الاجهاد، الدراسة الزلزالية، ودراسة كل عنصر من عناصر الجسر. وذلك استناداً إلى أهم المراجع والمعايير الجزائية، إضافة إلى استخدام برامج كمبيوتر للحساب

الكلمات المفتاحية: الخرسانة مسبقة الاجهاد، البنية التحتية والعلوية،

Résumé :

Ce projet concerne la conception et l'étude de L'ouvrage d'art Viaduc 64.8 qui sera construit dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière Jijel l'Eulma reliant le port de Djen Djen avec l'autoroute est-ouest, le pont se trouve entre les PK 64+802 à 65+015, où traverse un oued ainsi qu'un chemin communal.

Nous avons entamé notre travail par une recherche sur l'évolution des ponts au cours du temps, par la suite on a présenté notre projet à étudier par deux chapitres, qui consistent à présenter le viaduc et les contraintes naturel et fonctionnelle ainsi qu'un prédimensionnement de 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en basant sur des logiciels de calcul.

Mots clés : Béton précontraint, infrastructure, superstructure, post tension.

Abstract:

This project concerns the design and study of bridge 64.8, which will be built in the framework of the penetrating Jijel l'Eulma motorway project, linking the port of Djen Djen with the east-west highway, the bridge is between PK 64+802 to 65+015, where the bridge across a valley, as well as a communal road.

We began our work with research on the evolution of bridges over time, then we presented our project to be studied in two chapters, which consist in presenting the viaduct and the natural and functional constraints, as well as a pre-sizing of 3 variants, then the choice of the most advantageous variants based on a multi-criteria analysis, from which we opted for the solution of bridge with precast girders prestressed by post-tension, after we have made the study of the superstructure and the infrastructure through the calculation of the prestressing, the seismic, and the dimensioning of the various structural elements referring to regulations used in Algeria, and based on calculation software.

Keywords: prestressed concrete, infrastructure, superstructure, poste tension



INTRODUCTION GENERAL



INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,), artificiel (barrages, ...) ou une autre voie de circulation.

Le thème de **notre** projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 64+802 et le PK 65+015 d'une longueur de 210,5 m, de la pénétrante autoroutière que relie le port de Djen-Djen avec la ville de El Eulma,

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en différents points très importants ; de la conception à la réalisation, tout en passant par les calculs et les vérifications. Nous débuterons ce mémoire par le 1er chapitre qui est une recherche bibliographique sur l'évolution des ponts.

Les chapitre II et III sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à la conception et prédimensionnement de 3 variantes.

Dans les chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



CHAPITRE I

Evolution des ponts



I.1. INTRODUCTION

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire ou fluviale).

Il peut avoir également la fonction de franchir un obstacle pour une conduite d'eau, de gaz ou autre. Dans ce cas, le pont est appelé aqueduc.

Le pont du Gard, construit au Ier siècle après Jésus-Christ, est le plus connu de ces ponts aqueducs. Construit en pierres, sur trois étages, le pont de 49 m de haut, à une longueur de 275 m. C'est le plus haut pont aqueduc connu du monde romain.

Les obstacles peuvent être :

- Naturels comme les rivières, les vallées.
- Artificiels comme le franchissement de voies de circulation.



Figure I. 1. Le plus haut pont aqueduc connu du monde romain

I.2. EVOLUTION DES PONTS AU COURS DES TEMPS

I.2.1. Pont en bois

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIIe siècle.

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C.

César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C.

Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100 m sur le Danube, en 105 après J.-C.

Le bois a encore été largement utilisé au XIX^{ème} siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.



Figure I. 2. Le pont de la Chapelle à Lucerne

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries.

C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle.

I.2.2. Pont en maçonnerie

La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Figure I. 4. Paris, Pont Neuf achevé en 1606



Figure I. 3. Cahors, pont Valentré achevé en 1378

I.2.3. Pont en acier

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.



Figure I. 5. Pont du Firth of Forth (Écosse),
réalisé en 1890,



Figure I. 6. Pont viaduc de Garabit (Cantal),
achevé en 1884, avec

L'un des grands ingénieurs français de cette époque est **Alexandre Gustave Eiffel** (1832 - 1923).

Les techniques de fabrication de l'acier évoluent rapidement de même que les modes d'assemblages. Ainsi les éléments métalliques étaient assemblés par rivetage et plaques couvre-joint.

Ce mode d'assemblage s'avère long et cher. Une autre méthode est alors mise au point et en oeuvre : l'assemblage par soudure.

L'assemblage par soudure est actuellement le procédé le plus utilisé. Toutefois des assemblages par boulons (vis et écrou) sont effectués pour certains éléments.

I.2.4. ponts suspendus

Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les **ponts suspendus**, les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable.

Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en 1959. Il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608 mètres.



Figure I. 7. Le pont de Tancarville



Figure I. 8. Le Golden Gate Bridge à San Francisco

Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États-Unis), commencé en 1917 et achevé en 1937. Il mesure 1970 m de long, la distance entre les deux tours principales étant de 1 280 m et leur hauteur est de 230 m au-dessus du niveau de l'eau.

Le pont de Brooklyn (États-Unis), long de deux kilomètres et une portée principale de 487 m. Il a été inauguré en 1883, après 14 ans de travaux.



Figure I. 9. Le pont de Brooklyn

I.2.5. Pont en béton armé

C'est au XIX^{ème} siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



Figure I. 10. Pont de la Tournelle (Paris)

Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m, début de la construction en 1928 et inauguré en 1930.

I.2.6. Pont en béton précontraint

C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que des nouvelles méthodes de construction.

Pont de Luzancy sur la Marne, commencé en 1941 et inauguré en 1946. Pont à béquilles d'une portée de 55 m.

C'est l'un des premiers grands ouvrages de Eugène Freyssinet en béton précontraint.



Figure I. 11. Pont de Luzancy sur la Marne

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en oeuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.



Figure I. 12. Pont de l'Île de Ré

Pont de l'Île de Ré, inauguré en 1988. La longueur totale de l'ouvrage est de 2927 m, avec des portées de 110 m.

I.3. CONCLUSION

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.



CHAPITRE II

Présentation de projet



II.1.INTRODUCTION

L'importance stratégique des ponts n'est plus à démontrer aujourd'hui car ils constituent l'ossature principale du réseau routier d'un pays. Et vu que l'Algérie, est une pays en plein développement, on le voit nous les futurs ingénieurs comme un grand chantier et s'est attaché à la réalisation des grands ouvrages.

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de plusieurs matières, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, mécaniques du sol...etc.

Dans le cadre de la phase finale de la formation de l'ingénieur, les élèves ingénieurs s'intègrent dans le milieu professionnel pour évaluer et enrichir leurs connaissances et avoir une petite expérience.

L'objectif de ce chapitre est de présenter l'ouvrage à étudier et ses données fonctionnelles et les contraintes liées au projet.

II.2. PRESENTATION DE PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Le présent travail, projet de fin d'étude est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc situé dans les PK 64+802 à PK 65+015 de la pénétrante autoroutière que relie le port de Djen-Djen avec la ville de El Eulma

II.2.2. L'obstacle à franchir

Le viaduc passe par deux obstacles :

- Oued El Halib
- Un chemin communal 1x2 voies.

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Le tracé en plan

Les caractéristiques principales du tracé en plan de l'axe principal sont :

- Début de l'ouvrage au PK 64+802.142
- L'ouvrage se constitue d'une courbe de rayon de -2000 m est une longueur de 213m
- Fin de l'ouvrage au PK 65+015.504

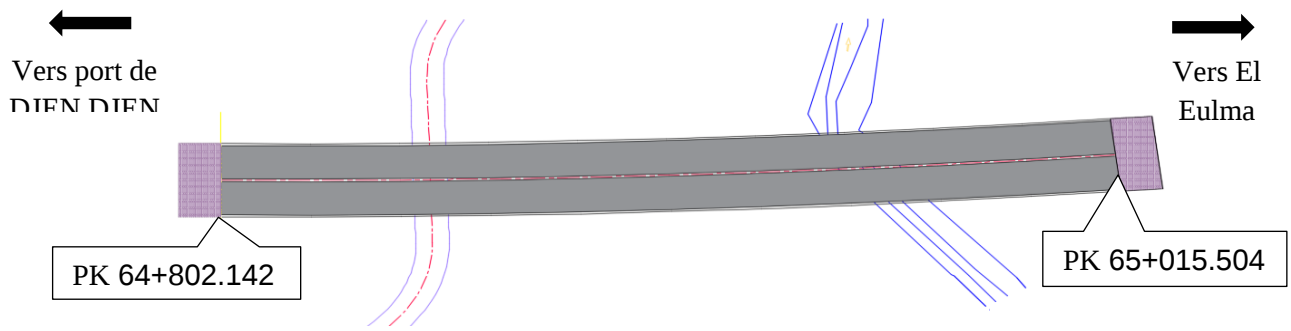


Figure II. 1. Tracé en plan de la voie portée

II.3.1.2. Le profil en long

Longitudinalement, le tracé de la ligne rouge de la route présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage jusqu'à PK 64+844.414 : une courbure convexe avec un rayon de 5100 m
- Du PK 64+844.414 jusqu'à PK 64+987.856 : un alignement droit avec une pente de 5.11 % et une longueur de 103.44 m
- Du PK 64+987.856 jusqu'à la fin de projet : une courbure concave avec un rayon de 11986 m.

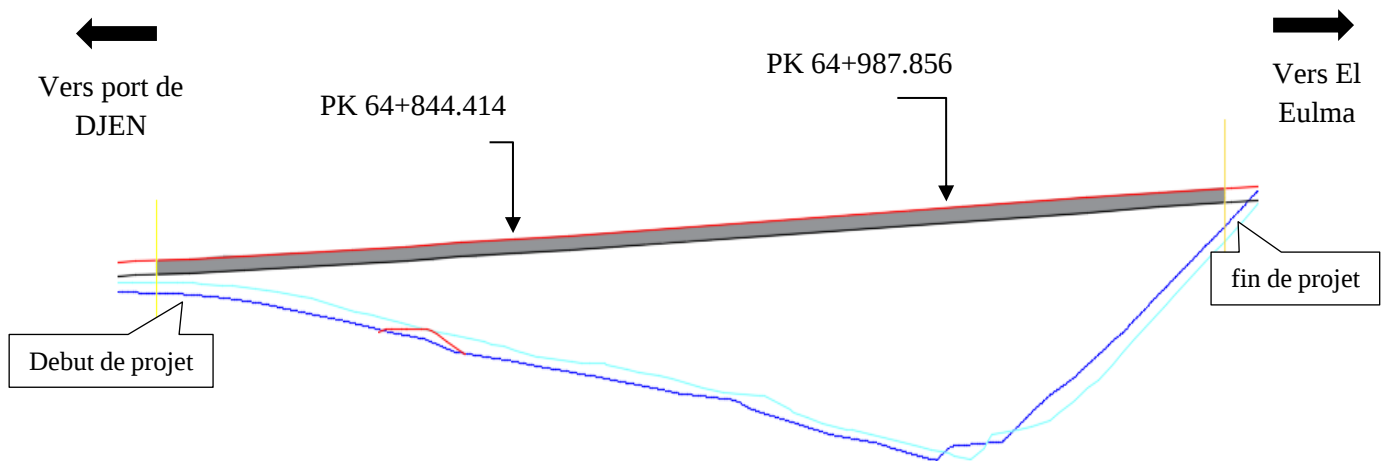


Figure II. 2. Profil en long de la voie portée

II.3.1.3. Le profil en travers

Transversalement le viaduc est défini par les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale est de 13.25m par sens.
- Une largeur roulable de 12m par sens.
- 3 voies de circulation de 3.5m dans chaque sens (3x2 voies).
- Une bande d'arrêt d'urgence de 1 m dans chaque sens.
- Un devers de 2.5%

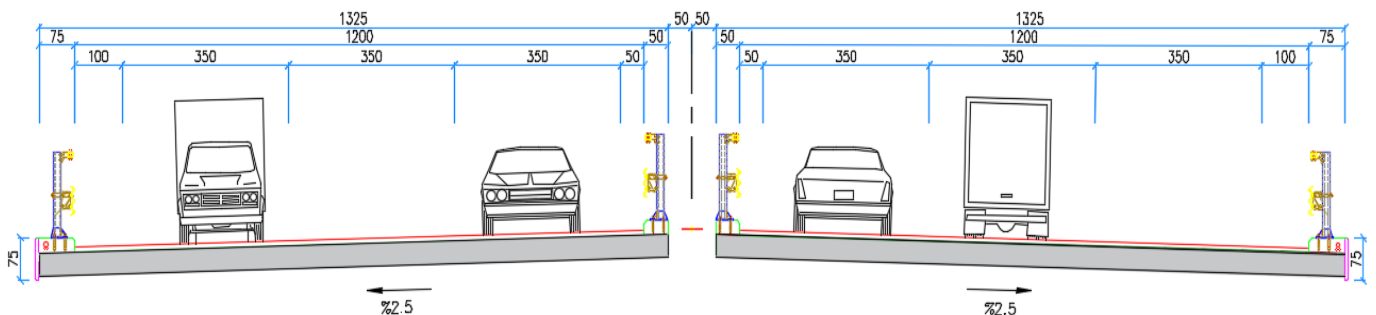


Figure II. 3. Coupe transversale de la voie portée

II.3.1.4. Le Gabarit

Le gabarit est une grandeur qui dépend de l'obstacle à franchir, dans notre cas, c'est le chemin communal au-dessous du viaduc, ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de **5.25 m**.

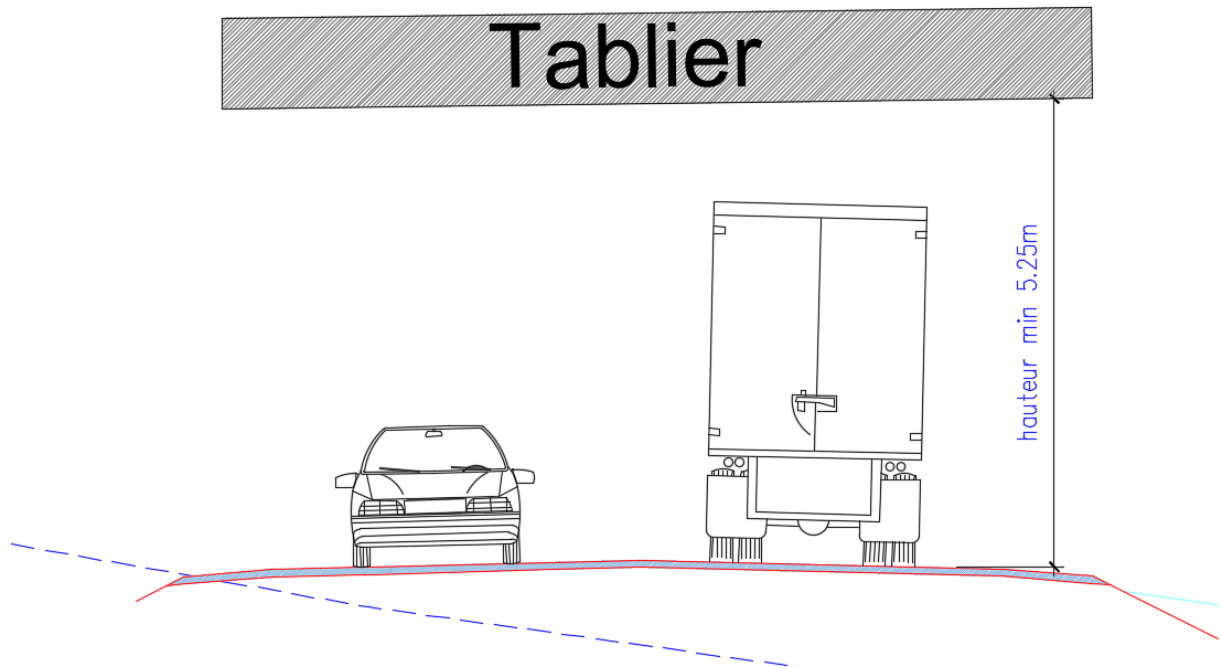


Figure II. 4. Gabarit à respecter

II.3.2. Les données naturelles

Les données naturelles sont l'ensemble des données de l'environnement qui peuvent influencer directement sur la conception de notre viaduc.

Cet ensemble peut compris :

- Les données géotechniques.
- Les données sismiques.
- Donnée climatique.
- Les données hydrologiques.

II.3.2.1. Les forages

6 sondages de recherche au total (BH-589, BH-590, BH-593, BH-592 et BH-591) sont ouverts par l'entreprise de réalisation MAPA. Les emplacements des sondages sont indiqués dans Figure I.6.

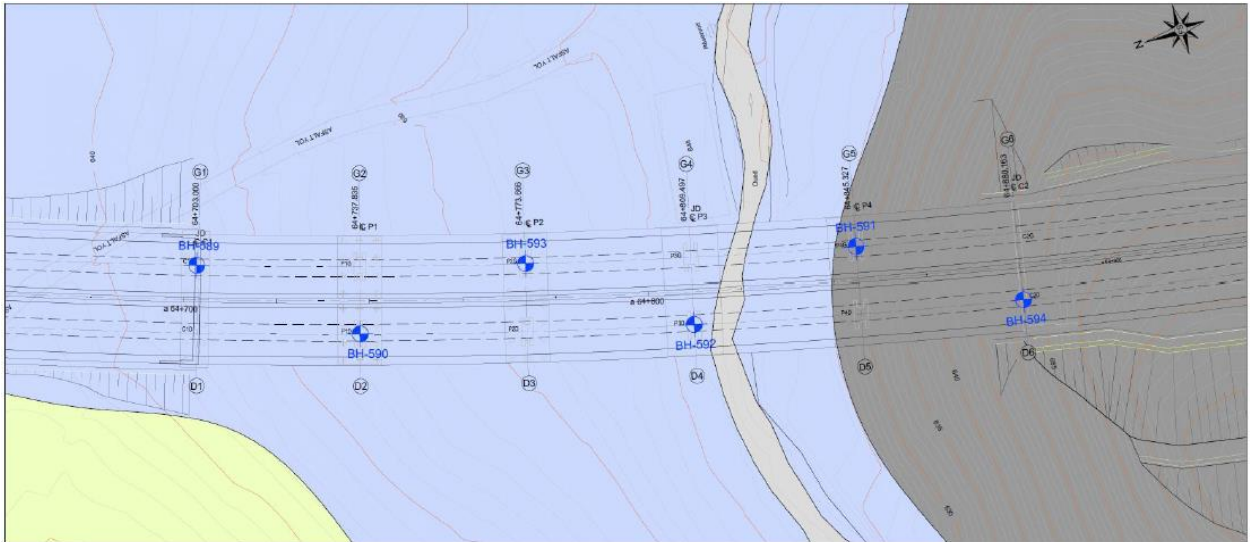


Figure II. 5. L'emplacement des sondages effectués

II.3.2.2. Les données géotechniques

Les sondages achevés sur le site du viaduc nous a permet d'observer 3 couches principales situer de la façon illustrer dans la (figure I.7) :

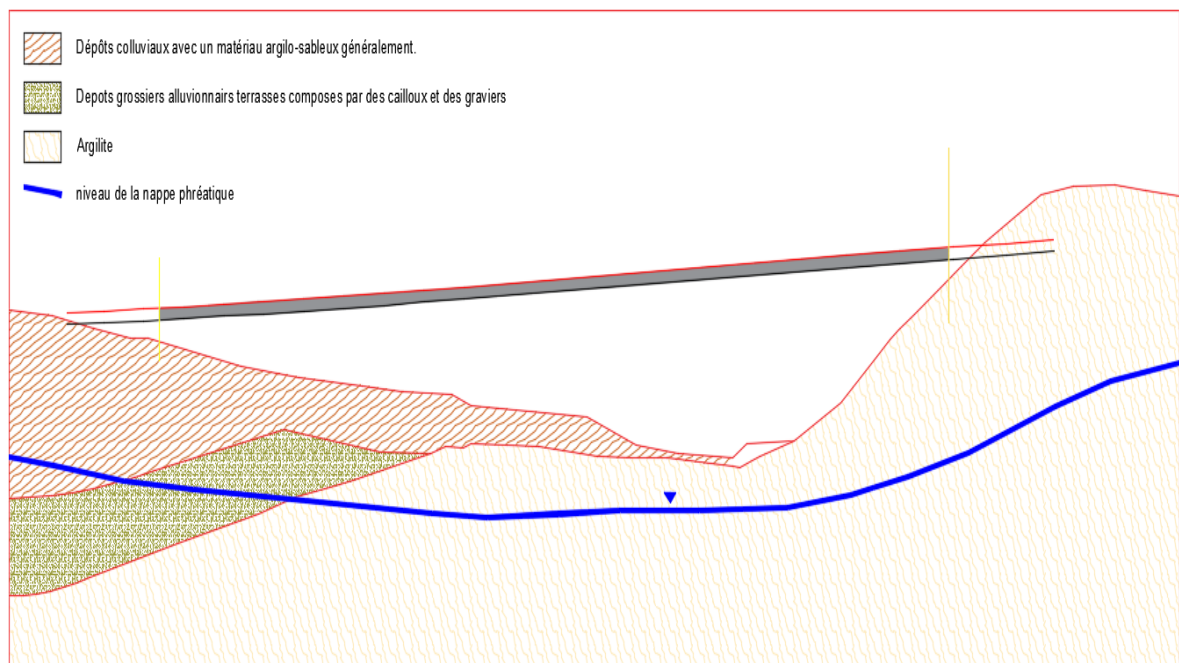


Figure II. 6. Coupe longitudinale de la chaussée

II.3.2.3. Les données sismiques

Selon les normes sismiques algériennes RPOA 2008, on a 5 zones sismiques en Algérie.

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondante à la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure I.8.

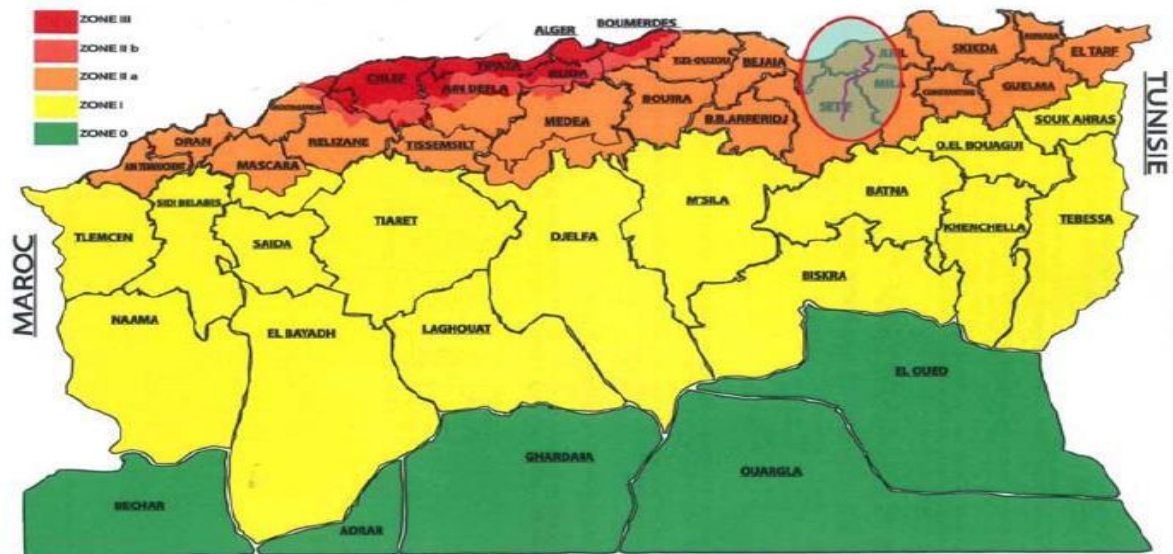


Figure II. 7. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe 2, désignés comme pont important, (voir tableau suivant).

Tableau II. 1. Classification des ponts (RPOA 2008)

Groupe de pont	L'importance du pont
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau II. 2. Accélération selon la zone et le type de travail

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Et vu que notre projet se situe dans la wilaya de Sétif donc on est dans la zone IIa, est ce viaduc est un pont stratégique donc c'est un pont de groupe 1. Donc l'accélération sismique à prendre est **0.20 g**

II.3.2.4. Climato-graphie

➤ La température

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température de cette région varie entre 35° C en été et -15°C en hiver.

➤ Le vent

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique appliquées sur les surfaces frappées d'intensité égale à **W = 2.00 kN/m²**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

II.4. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.



CHAPITRE III

Conception et prédimensionnement



III.1. INTRODUCTION :

Pour franchir un obstacle donné, on cherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées peut être très diverse. Afin de trouver le meilleur choix, il faut bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, cette démarche de concepteur comprend de façon générale trois étapes :

- Apprenez à connaître les données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et l'obstacle.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude détaillée de la solution.

III.2. LES POINTS ESSENTIELS DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :

La détermination des variantes à proposer pour l'ouvrage doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu en s'appuyant sur les paramètres suivants :

III.2.1. Critères de choix du type d'ouvrage

Nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

III.2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2.3. Qualités requises pour un pont :

Le choix de la solution la mieux adaptée doit se tenir compte des qualités suivantes :

- Fiabilité
- Robustesse
- Durabilité
- Esthétique
- Economie

En prenant en considération tous ces points, nous avons opté pour trois variantes déférentes, avec un prédimensionnement de chacune, nous les analyserons, puis nous

déduirons les avantages et les inconvénients de chacune, pour enfin arriver à choisir la solution la plus rentable et la plus avantageuse entre elles.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :

La conception des ponts c'est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Si pour cela nous avons proposé les trois variantes suivantes.

- **1ère Variante :** Pont Mixte Bipoutre
- **2ème Variante :** Pont a Poutres
- **3ème Variante :** Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3.1. Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

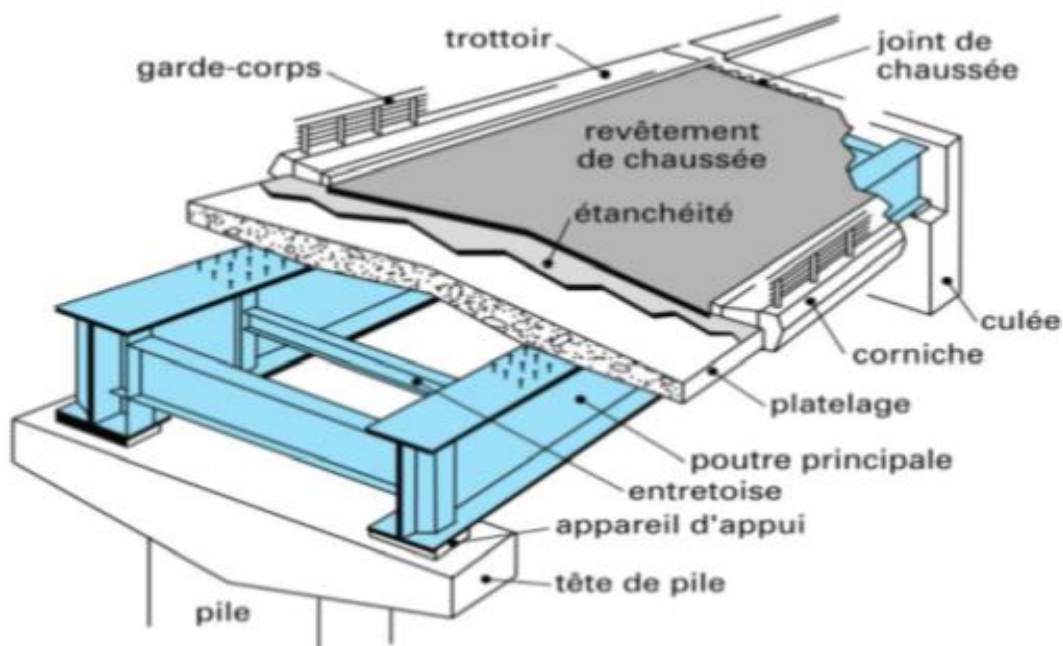


Figure III. 1. Les éléments d'un pont mixte

III.3.1.1. Conception longitudinal

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constant composé de deux travées principales de 65 m de longueur et travée de rives de 32,5m et l'autre de 42,1m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 206 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13,25m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées qui sont alors appelées pièces de pont.

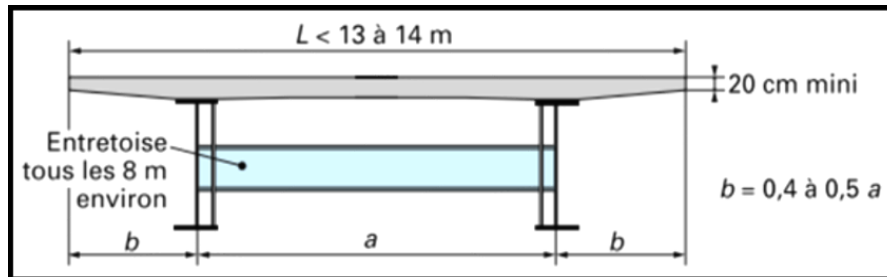


Figure III. 2. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L$ On opte pour : $a = 7,6\text{m}$, par conséquent : $b = 2,82 \text{ m}$.

III.3.1.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III. 1. Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Hauteur constante de la poutre	$H=L /28$	2400
Largeur de la semelle supérieure	$400\text{mm} \leq b_s \leq 800\text{mm}$	600
Largeur de la semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$	800
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s = 21 \text{ à } 22$	30
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i = 21 \text{ à } 22$	40
Hauteur de l'âme	$d=H - t_s - t_i$	2330
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12\text{mm}$	20
Epaisseur de la dalle en béton arme	Variée entre 250mm et 450mm	$E_p=300\text{mm}$
		$E_m=250\text{mm}$

III.3.1.4. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 2. Prédimensionnement des entretoises

Eléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle	400
Epaisseur de la dalle	20
Epaisseur de l'âme	12

III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

III.3.1.7. Les avantages de cette variante

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- La rapidité d'exécution globale
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
- Des possibilités d'extension et de réparation.
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).
- La possibilité de franchir des grandes portées.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

III.3.1.8. Les inconvénients de cette variante

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Une surveillance avec visite périodique.

A3 Variante mixte

III.3.2. Variante 2 : Pont à Poutres

Les ponts à poutres en précontrainte de type VIPP font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégagent les tirant d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur

III.3.2.1. Conception longitudinale

Pour l'implantation de cette variante, on propose à réaliser 6 travées identiques de (2 travées de 33,68m et 4 travées de 34,35m). La longueur totale de pont est de 205,75 m, avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin de changer les appareils d'appuis, Et pour le système statique de cette variante on propose de mettre des travées isostatiques.

III.3.2.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA.

On a un tablier de largeur de 13,25m et une longueur de 205,75m, le tableau suivant présente les valeurs des dimensions du pont.

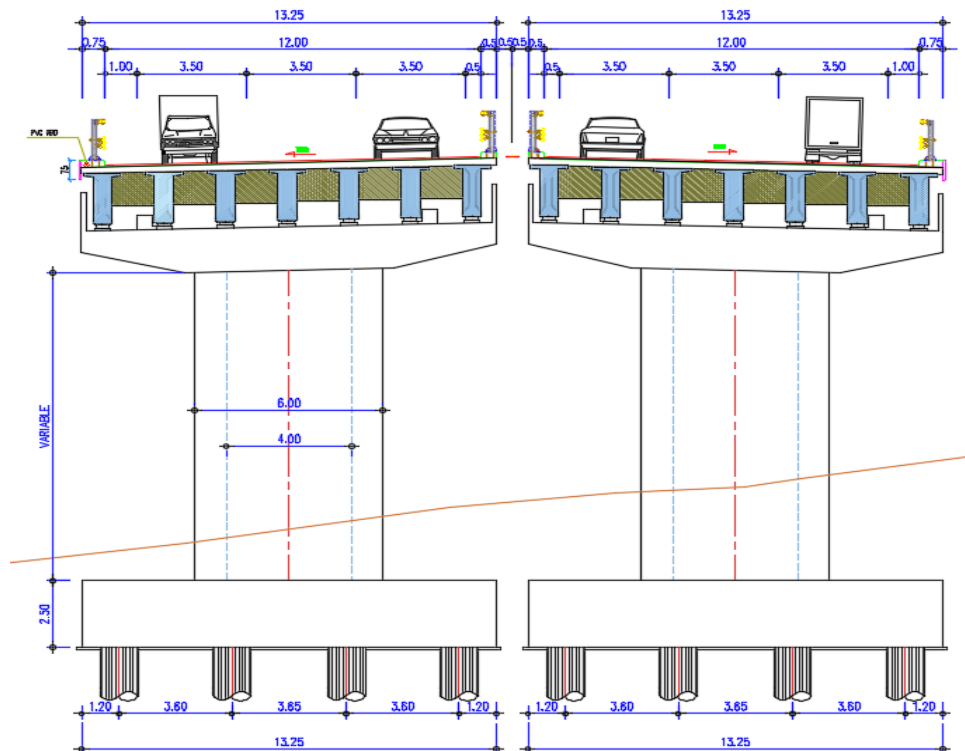


Figure III. 3. Coupe transversale typique d'une pile

Tableau III. 3. Dimensionnement du VIPP

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement λ	$1,40\text{m} \leq \lambda \leq 2\text{m}$	1.97 m
Entraxe des poutres de rives	L_a	11.82 m
Nombre de poutres N	$L_a / \lambda + 1$	7
Hauteur totale du tablier H_t	$L/22 \leq H_t \leq L/16$	2,15 m
Epaisseur de la dalle e_d	$20\text{cm} \leq e_d \leq 30\text{cm}$	25 cm
Hauteur de la poutre H_p	$H_p = H_t - e_d$	1.9 m
Largeur de la table de compression b	b	1.2 m
Epaisseur de la table de compression e_c	$10\text{cm} \leq e_c \leq 15\text{cm}$	10 cm
Largeur du talon L_t	$60\text{cm} \leq L_t \leq 90\text{cm}$	60 cm
Epaisseur du talon E_t	$10\text{cm} \leq E_t \leq 20\text{cm}$	15 cm
Epaisseur de l'âme à mi travée b_0	$15\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$	25 cm
Gousset du talon à mi travée	$\alpha = 56.31^\circ$	
Gousset de la table de compression l'appui	$\alpha = 05.71^\circ$	
Gousset de la table de compression a mi travée	$\alpha_1 = 05.71^\circ \quad \alpha_2 = 45^\circ$	

III.3.2.3. Les avantages de cette variante

- Ce type de pont est souvent très économique
- On peut aller jusqu' à 50m de portée en précontrainte par post-tension
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages.
- Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.
- La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.
- Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales.
- Cout d'entretien relativement faible.

III.3.2.4. Les inconvénients de cette variante

- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation + pile) importante.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage.
- Les tabliers sont sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit.
- Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbe.
- La nécessité de main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

A3 Variante a poutre

III.3.3. Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs à hauteur constante :

Un pont voussoir est un pont constitué par une succession des pièces en béton armé dites voussoirs, relié par des câbles de précontraints. Lorsque la portée principale du pont ne dépasse pas 70m, les voussoirs prends une section constante le long du viaduc, car elle sera plus économique.

III.3.3.1. Conception longitudinale :

Dans cette variante on propose un pont voussoir de deux (2) travées principales de 66 m et de deux (2) travées de rives de 39.20 m, donc un pont de longueur total de 210.4m.

➤ Découpage des voussoirs :

Le découpage longitudinal des voussoirs dépend des moyens de transport. Et vu que notre viaduc et loin des usines de fabrication des voussoirs, leur transport va couter trop chers, donc on utilise des voussoirs coulés sur place. Donc pour gagner du temps et de l'argent, on préfère que les voussoirs soient les plus longs possibles.

Donc on prend 12 voussoirs coulée sur places dans les travées principales et 6 dans les travées de rives. Avec un clavage de 2 m, ainsi que 3 voussoirs sur piles de 7 m.

III.3.3.2. Conception transversale :

On se basant sur le guide de conception du SETRA (Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) on prend les valeurs résumées dans le tableau suivant

Tableau III. 4. Les dimensions de la section transversale du voussoir

Eléments	Ration usuel	Valeurs	Notation
Hauteur	$L/25 < H < L/20$	2.7 m	
Largeur	B	13.25 m	
C	B/4	3.31 m	
D	B-2C	6.625 m	
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 24 \text{ cm}$	20 cm	
e ₂	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	45 cm	
e ₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1.5 e_4$	40 cm	
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm	
L'inclinaison	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	17.5%	
E _a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	40 cm	
E _p = E _c	$E_p \geq (18 \text{ cm}, 3 \square\square, E_a/3)$	30 cm	
Gousset sup	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°	
Gousset inf	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°	

III.3.3.3. Prédimensionnement de l'infrastructure :

III.3.3.3.1. Conception des piles :

Le choix des piles dépend de plusieurs paramètres :

- Mode de construction du tablier
- Type de la brèche à franchir (aquatique ou terrestre)
- La hauteur de la pile

Et pour cela on fait appel à 4 critères :

- Critères géométriques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.
- Critères mécaniques.

Dans ce cas et vu que la hauteur des piles et grande on opte pour des piles on voile évidées.

III.3.3.3.2. Conception des fondations :

Le choix du type de fondation dépend du type de sols, tel qu'ils doivent reposer sur un bon sol, dans notre cas la couche du bon sol varie d'un endroit à un autre. Donc on aura 2 types de fondation, pour la pile 1 et la culée gauche, on opte des fondations profondes et pour les piles 2 et 3 et la culée droite on opte des fondations superficielles.

Tableau III. 5. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles

Eléments	Dimensions		Figure
Chevêtre	Largeur	7 m	
	Longueur	6.5 m	
	Hauteur	2 m	
Le voile	Largeur	4 m	
	Longueur	6.5 m	
	Epaisseur long	1.5 m	
	Epaisseur trans	1.5 m	
Semelles	Hauteur	$H_{p1}=8.85$ m $H_{p2}=20.49$ m $H_{p3}=29.06$ m	
	Largeur	$S_1=9.5$ m $S_2=12$ m	
	Longueur	$S_1=13.25$ m $S_2=13.25$ m	
Fondation (Pour la pile 1 et 2)	Hauteur	$S_1=2.5$ m $S_2=2.5$ m	
	Diamètre	1.2 m	
	Entraxe	Long = 3.6 m Trans = 3.4 m	
	Nombre	12	

III.3.3.3. Conception des culées

Notre viaduc est un passage supérieur qui doit franchir 2 obstacles, donc on doit choisir un type de culée qui joue un double rôle, le rôle de soutènement et le rôle d'un élément porteur

Tableau III. 6. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions		Figure
Mur frontale	Largeur	13.25m	
	Epaisseur	2.2 m	
	Hauteur	Variable	
Mur en retour	Epaisseur	0.6 m	
Mur garde grève	Largeur	0.45 m	
	Longueur	13.25	
	Hauteur	3.53 m	
Corbeau	Largeur	0.4m	
	Hauteur	0.4m	
	Inclinaison	60°	
Dalle de transition	Largeur	4 m	
	Longueur	11.95m	
	Epaisseur	0.3 m	
Semelles	Largeur	13.45 m	
	Longueur	6 m	
	Hauteur	2.5m	
Fondation	Diamètre	1.2 m	
	Entraxe	Long = 3.6 Trans= 3.7m	
	Nombre	8	

A3 Variante voussoirs

III.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Voici les devis estimatifs et quantitatif des trois (3) variantes :

➤ **Devis de la variante « pont poutre » :**

Tableau III. 7. Les dépenses principales du variante pont poutre

SECTION	N°	Description	U.M	Quantités	Prix unitaires (DZD)	Montant
SECTION 1 : PIEUX ET FONDATION	1.1	Réalisation des pieux verticaux a Ø 1200 mm terrain non rocheux	ml	800	60000	48000000
	1.3	Fourniture et mise en œuvre des tubes métallique pour l'essai d'auscultation sonique	ml	600	1200	720000
	1.4	Recepape des pieux	U	80	25000	2000000
	1.5	Essai auscultation des pieux	U	80	16000	1280000
TOTALE SECTION 1						52000000
SECTION 1 : BETONS	2.1	Béton de propreté a 10 cm de profondeur	m²	1861,39	1200	2233668
	2.2	Béton RN27 pour les semelles (pile et culée)	m³	4249,6	17500	74368000
	2.3	Béton RN27 pour les piles	m³	3136,81	18000	56462580
	2.4	Béton RN27 pour les culées	m³	847,33	18000	15251976
	2.5	Béton RN35 pour le tablier	m³	3699,36	25000	92484031,25
TOTALE SECTION 2						240800255,3
SECTION 3 : ACIERS	3.1	Acier haute adhérence Fe E500 pour l'infrastructure	Tonne	1144,76	175000	200333024,5
	3.2	Acier haute adhérence Fe E500 pour la superstructure	Tonne	628,89	175000	110055997,2
	3.3	Acier de précontraintes par poste tension	Tonne	221,96	480000	106541604
TOTALE SECTION 3						416930626
SECTION 4 : CHARGE FORFITAIRE	4.1	Installation de chantier	F	70973088		70973088
TOTALE SECTION 4						70973088

Tableau III. 8. Prix totale du pont poutre

Prix total hors taxes	780 703 969
TVA 19%	148 333 754
Prix total TTC	929 037 723

❖ Donc la variante pont poutre va couler environs de : **neuf cent vingt-neuf millions trente-sept cent vingt-trois**

➤ Devis de la variante « pont voussoir » :

Tableau III. 9. Les dépenses principales du variante pont voussoir

SECTION	N°	Description	U.M	Quantités	Prix unitaires (DZD)	Montant
SECTION 1 : PIEUX ET FONDATION	1.1	Réalisation des pieux verticaux a $\varnothing$ 1200 mm terrain non rocheux	ml	800	60000	48000000
	1.3	Fourniture et mise en œuvre des tubes métallique pour l'essai d'auscultation sonique	ml	600	1200	720000
	1.4	Recepape des pieux	U	80	25000	2000000
	1.5	Essai auscultation des pieux	U	80	16000	1280000
TOTALE SECTION 1						52000000
SECTION 1 : BETONS	2.1	Béton de propreté a 10 cm de profondeur	m ²	1194,73	1200	1433676
	2.2	Béton RN27 pour les semelles (pile et culée)	m ³	2845,1	17500	49789250
	2.3	Béton RN27 pour les piles	m ³	3405,57	18000	61300260
	2.4	Béton RN27 pour les culées	m ³	1113,59	18000	20044656
	2.5	Béton RN35 pour voussoir en précontraintes	m ³	3349,60	32000	107187200
TOTALE SECTION 2						239755042
SECTION 3 : ACIERS	1.1	Acier haute adhérence Fe E500 pour l'infrastructure	Tonne	1081,22	175000	189213245
		Acier haute adhérence Fe E500 pour la superstructure	Tonne	502,44	175000	87927000
		Acier de précontrainte des voussoirs	Tonne	150,73	500000	75366000
TOTALE SECTION 3						352506245
SECTION 4 : CHARGE FORFITAIRE	1.1	Installation de chantier	F	64426129		64426129
TOTALE SECTION 4						64426129

Tableau III. 10. Prix total du pont voussoir

Prix total hors taxes	708 687 415
TVA 19%	134 650 609
Prix total TTC	843 338 024

❖ Donc la variante pont poutre va couter environs de : **huit cent quarante-trois millions trois cent trente-huit mille vingt-quatre**

➤ **Devis de la variante « pont mixte bipoutre » :**

Tableau III. 11. Les dépenses principales du variante pont mixte bipoutre

SECTION	N°	Description	U.M	Quantités	Prix unitaires (DZD)	Montant
SECTION 1 : PIEUX ET FONDATION	1.1	Réalisation des pieux verticaux a Ø 1200 mm terrain non rocheux	ml	800	60000	48000000
	1.3	Fourniture et mise en œuvre des tubes métallique pour l'essai d'auscultation sonique	ml	600	1200	720000
	1.4	Recepape des pieux	U	80	25000	2000000
	1.5	Essai auscultation des pieux	U	80	16000	1280000
TOTAL SECTION 1						52000000
SECTION 1 : BETONS	2.1	Béton de propreté a 10 cm de profondeur	m²	1228,5	1200	1474200
	2.2	Béton RN27 pour les semelles (pile et culée)	m³	2072	17500	36260000
	2.3	Béton RN27 pour les piles	m³	4289,76	18000	77215680
	2.4	Béton RN27 pour les culées	m³	941,65	18000	16949646
	2.5	Béton RN35 pour le tablier	m³	1524,40	25000	38110000
TOTAL SECTION 2						170009526
SECTION 3 : ACIERS	3.1	Acier haute adhérence Fe E500 pour l'infrastructure	Tonne	1012,63	175000	177210434
	3.2	Acier haute adhérence Fe E500 pour la superstructure	Tonne	266,77	175000	46684750
	3.3	Acier pour la charpente métallique	Tonne	679,55	450000	305799624
TOTAL SECTION 3						529694808
SECTION 4 : CHARGE FORFITAIRE	4.1	Installation de chantier	F	70001596,13		75170433
TOTAL SECTION 4						75170433

Tableau III. 12. Prix totale du pont mixte bipoutres

Prix total hors taxes	826 874 767,13
TVA 19%	157 106 205,75
Prix total TTC	983 980 973

❖ Donc la variante pont mixte va couler environs de : **neuf cent quatre-vingt-trois millions neuf cent quatre-vingts mille neuf cent soixante-treize**

III.5. ANALYSE MULTICRITERE

Dans cette analyse, on tiendra compte des trois critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'exécution

III.5.1. L'économie

- **La variante 1 : (pont mixte)**
 - Le cout est plus élevé (le cout d'1 mètre linéaire est plus élevée par rapport de celle de béton armée)
 - Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments
- **La variante 2 : (pont a poutre)**
 - La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
 - Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois
 - La présence d'une unité de fabrication des poutres pas loin de site e l'ouvrage
- **La variante 3 : (pont voussoirs en béton précontrainte)**
 - Consommation importante des matériaux (béton, acier...)
 - La procédure de réalisation est nettement coûteuse (préfabrication, transport, mise en place.)

III.5.2. L'exécution

- **La variante 1**
 - Vérification de la stabilité est mise en jeu à toutes les étapes d'exécution.
 - Demande une main d'œuvre très qualifiée
- **La variante 2**
 - Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
 - Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.
- **La variante 3**
 - Le délai est très long par rapport aux autres variantes
 - Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants

III.5.3. L'entretien

- **La variante 1**
 - Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées
 - La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans assemblages
- **La variante 2**
 - L'absence totale d'une pathologie grave
- **La variante 3**
 - L'absence de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.

III.6. CHOIX DE LA VARIANTE

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante 2 « pont à poutre » a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque dans le cas d'un pont mixte l'environnement humide provoque la corrosion qui nécessite un entretien périodique de la durée de service, et dans le cas d'un pont voussoir on a le risque de glissement et tassement lors de placement des matériels d'exécution.

III.7. CONCLUSION

Le choix de la variante que nous avons fait reste toujours théorique en raison des conditions non prises en compte (des moyens de l'entreprise de réalisation, de la difficulté d'accès au chantier ...). Mais généralement on peut dire que c'est la meilleure variante a réalisé, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans les chapitres suivants.



CHAPITRE IV

Hypothèses de calcul



IV.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. L'ouvrage doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 titre 5** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de pont. On donne ici les caractéristiques de béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

IV.3.1. Béton

Le béton est un matériau se constitue par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau), le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

➤ Résistance à la compression :

La résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

- Pour superstructure $f_{c28}=35 \text{ MPa}$
- Pour infrastructure $f_{c28}=27 \text{ MPa}$

➤ Résistance à la traction :

$$f_{t28}=0,6+0,06f_{cj}$$

- Pour superstructure $f_{t28}=2,7 \text{ MPa}$
- Pour infrastructure $f_{t28}=2,22 \text{ MPa}$

IV.3.2. Aciers

Les armatures utilisées dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les armatures passifs, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration
- Les armatures actives, qui crée et maintiennent la précontrainte sur le béton

IV.3.2.1. Armatures passives

Les aciers utilises sont des aciers courants a haute adhérence de classe FeE50 type 1,

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Modules de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

- Situation accidentelle $\gamma_s=1$
- Situation fondamentales $\gamma_s=1,15$

L'allongement maximal de l'acier tendu est limité conventionnellement à $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

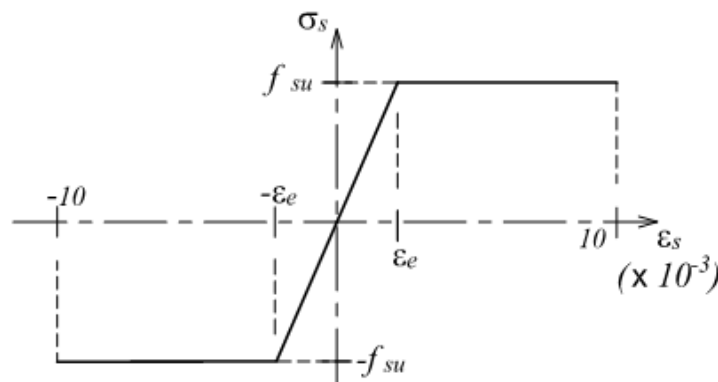


Figure IV. 1. Diagramme contraintes déformations

Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\delta_s = f_e / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\delta_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t j})$
- En fissuration très préjudiciable : $\delta_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t j})$

Avec : $\eta=1,6$ pour l'acier haute adhérence (HA)

IV.3.2.2. Armatures actives

Les armatures de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, elles sont classées par catégories : barres, files, torons.

Les armatures de précontrainte sont constituées de torons 12T15

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_p \text{ 1 toron} = 140 \text{ mm}^2$
- Diamètre du gain : $\Phi = 80.00 \text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5 \text{ ‰}$
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6 \text{ mm}$

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

➤ Contraintes admissibles à la compression

$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \text{ (MPa)} \quad ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1.0$ lorsque la durée $t > 24h$.
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$.
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée $t < 1h$.

$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ situation durable} \\ 1,5 \text{ situation transitoire} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

Tableau IV. 1. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu} \text{ (MPa)}$	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	$f_{bc} \text{ (MPa)}$		21	16.2

➤ Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " E_{ij} " défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

IV.3.3.2. Armatures

➤ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV. 2. Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		200	200

➤ **Classe de justification de la précontrainte**
Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

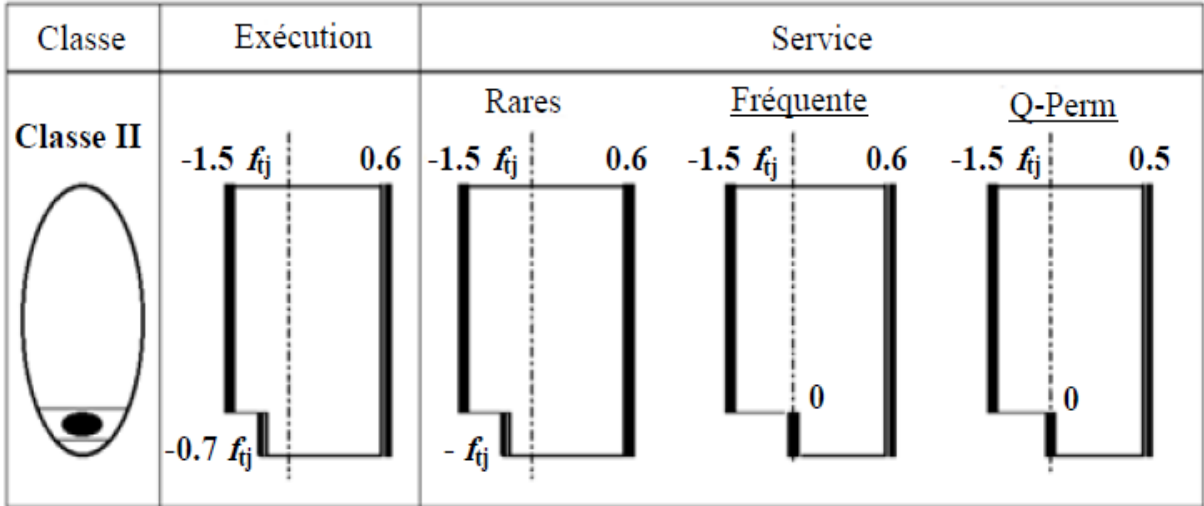


Figure IV. 2. Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.4. CONCLUSION

Après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base on s’est intéressé aux différentes contraintes liées au pont et vu l’influence majeure de ces dernières, on a déterminé les différentes technique et matériaux utilisés à la réalisation des ponts, ainsi que les avantages et les inconvénients de ces derniers.



CHAPITRE V

Charges et surcharges



V.1. INTRODUCTION :

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit.

V.1.1. Les actions permanentes

- Le poids des éléments porteurs (poutres, dalle, entretoise)
- Le poids des éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement)

V.1.2. Les actions variables

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement, dans le cas d'un pont routier (RCPR).

V.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC :

V.2.1. Actions permanentes

- Poids propre des poutres

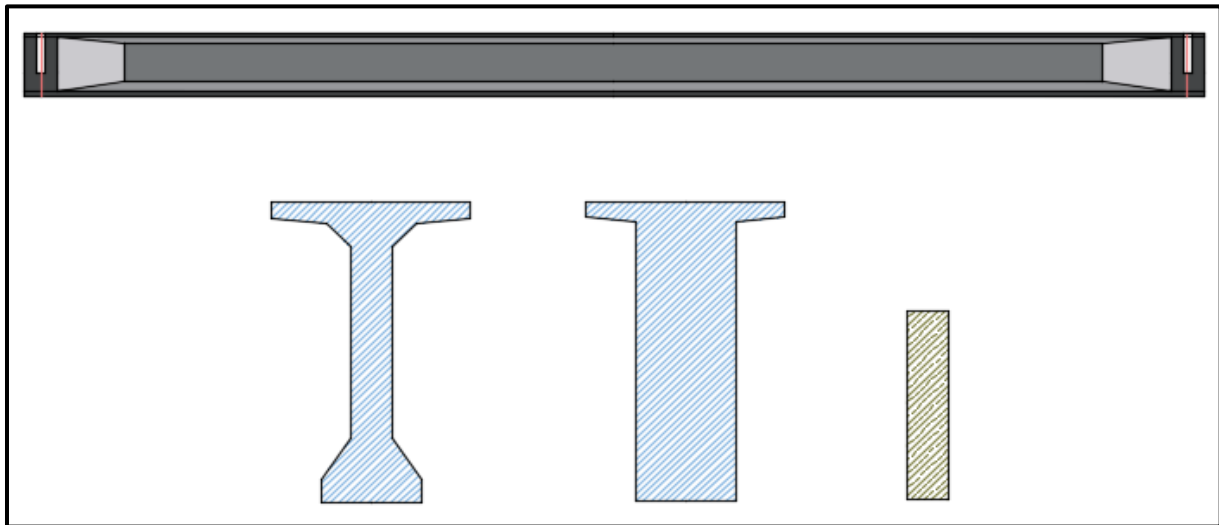


Figure V. 1. Vue longitudinale et transversal de la poutre

Les valeurs de poids propre de la poutre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre

Section	S1	S2	S3
Longueur (m)	1,00	2,00	14,5
Surface (m ²)	1.209	0.941	0.711
Poids (KN/m ³)	30,225	47,05	257,737

$$\begin{aligned} \text{Poids propre des poutres : } P_{\text{poutres}} &= 2 \times n \times \sum P_i \\ &= 2 \times 7 \times (30,225 + 47,05 + 257,737) \end{aligned}$$

$$P_{\text{poutres}} = 4690,17 \text{ KN}$$

➤ **Poids de l'hourdis**

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

- L : longueur de l'hourdis, égale à 35m
- l : largeur de l'hourdis, égale à 13,25m
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0,25m

$$P_{\text{hourdis}} = 2898,44 \text{ KN}$$

➤ **Poids des entretoises**

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

- S : l'aire de l'entretoise, égale à 1.603 m²
- e' : épaisseur de l'entretoise, égale à 0,25m
- n : nombre des entretoises dans l'about des poutres, 6 entretoises

$$P_{\text{entretoises}} = 120,22 \text{ KN}$$

➤ **Action thermique**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. (Selon le tableau 3.2 /RCPR).

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35 °C / -15 °C.

V.2.2. Les compléments de charges permanentes CCP

➤ **Poids de revêtement et étanchéité**

$$Pr = Hr \times \rho_r$$

- Hr : épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité, égale à 0.08m
- ρ_r : le poids volumique du revêtement, égale à 25 KN/m³

$$Pr = 2 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poids de la corniche**

$$P_{\text{corniche}} = S_t \times \rho_{ba} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids de garde-corps et glissière de sécurité**

Dans chaque cotés $P = 1 \text{ KN/ml}$

Tableau V. 2. Les valeurs des charges permanentes

Les éléments	Poids en (KN)
Les poutres	4690.17
L'hourdis	2898.44
Les entretoises	120.22
Les équipements	962.5
TOTAL	8671.33

V.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :

V.3.1. Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : **11.5 m**
- Largeur chargeable : **10.5 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m donc **Pont de 1ère classe.**

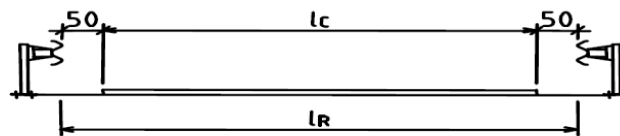


Figure V. 2. La largeur roulable et la largeur chargeable

V.3.2. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (Bc, Bt).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D240.

V.3.2.1. Système de charge AL

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(l), exprimé en KN/m^2 , est donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Avec :

L : longueur chargée longueur de portée

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

Tableau V. 3. Le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Exemple de calcul (cas d'une voie chargée)

$$a_2 = V_0/V$$

V_0 : dépend de la classe, on a 1^{ère} classe

Donc pour $V_0 = 3,5\text{m}$ $a_2 = 3,5/3,67 = 0,95$

Tableau V. 4. Valeurs du chargement $A(l)$

N des voies	L (m)	$A(l)$ (KN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (kN/m ²)	L_v (m)	$A(l)$ (kN/ml)
1	35	9,96	1	0,95	9,51	3,67	34,86
2	35	9,96	1	0,95	9,51	7,33	69,72
3	35	9,96	0,9	0,95	8,56	11,00	94,12

V.3.2.2. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui compose de camions de types 30t
- Le système B_t qui compose de groupes de deux essieux de 16t chacun (tandems 32t)

Le système B_c , s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe, et le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe (RCPR)

a) Système B_c :

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

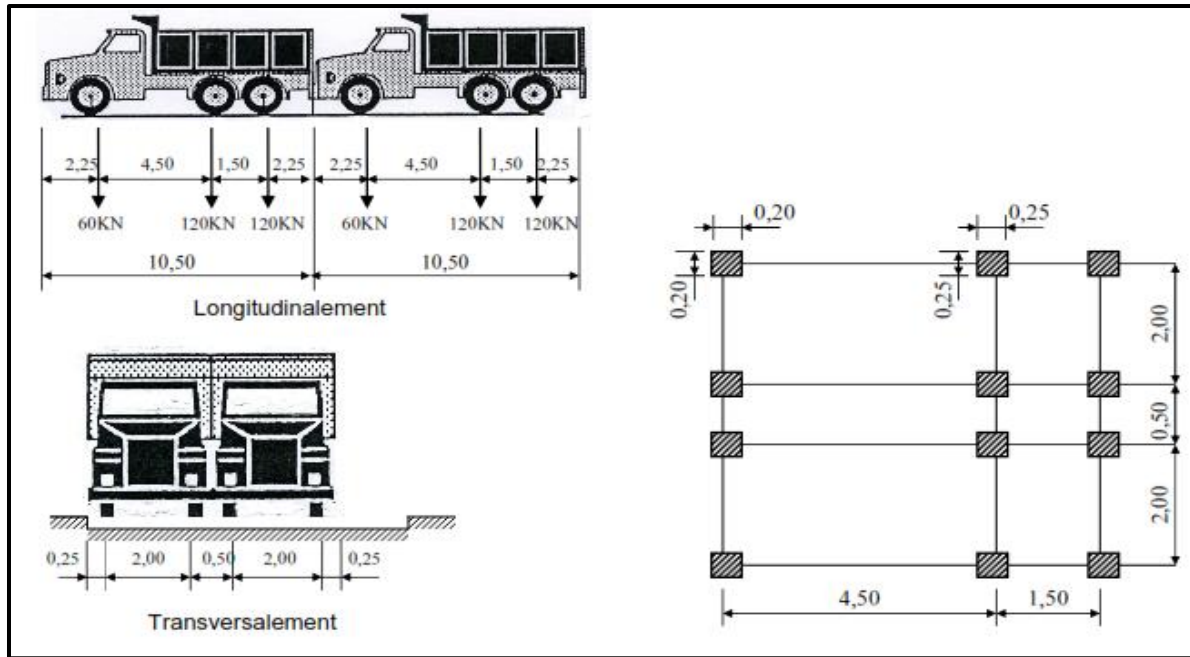


Figure V. 3. Système de charge Bc

Les charges du système B sont majorées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

L : longueur de la travée

G : la charge permanente de la travée

S : surcharge B maximale

❖ Dans les tableaux suivants on donne les coefficients nécessaires pour calculer les coefficients de majorations de chaque système

Tableau V. 5. Coefficients bc

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6. Valeurs du chargement Bc

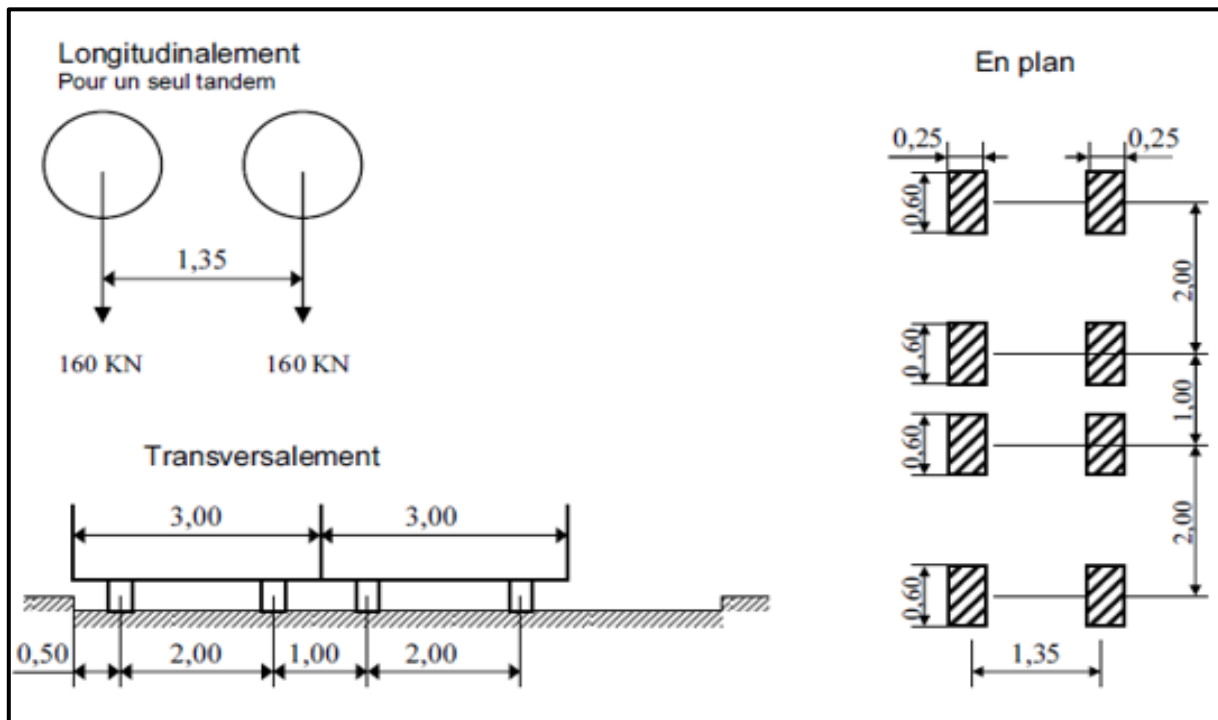
N° des voies	B _c (kN)	b _c	B _c x b _c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Tableau V. 7. Les coefficients de majoration dynamique Bc

Nbr de voies chargées	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
1	35	8948,5	720	1,062
2			1320	1,071
3			1710	1,077

b) Système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux (2 x 160 kN), à roues simples munies de pneumatiques, pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front d'obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

**Figure V. 4. Système de charge B_t****Tableau V. 8. Coefficients b_t**

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Tableau V. 9. Valeurs du chargement B_t

N° des voies	B _t (kN)	b_t	B _t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	768

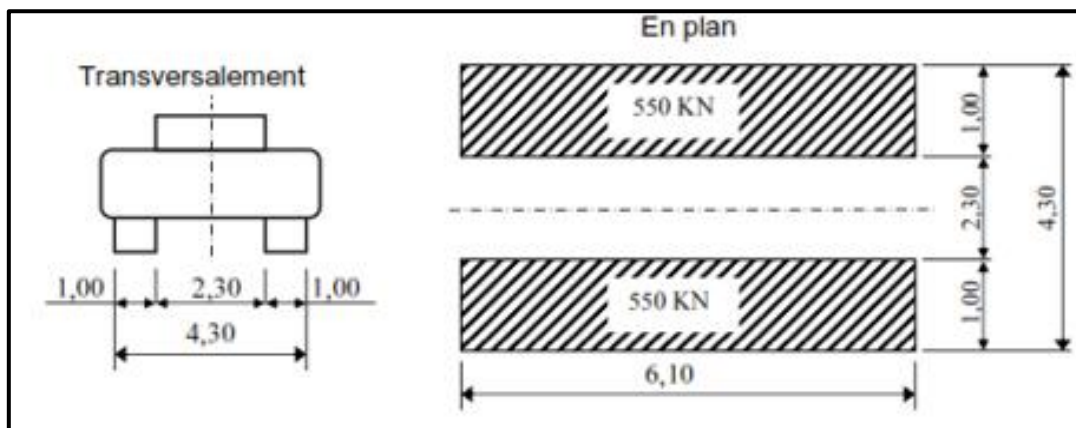
Tableau V. 10. Les coefficients de majoration dynamique Bt

Nbr de voies chargées	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
1	35	8948,5	1320	1,056
2			768	1,063

V.3.2.3. Système de charge Mc120

Un véhicule de type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t
- Longueur d'une chenille 6.10 m
- Largeur d'une chenille 1 m
- Distance entre axes des chenilles 3.30 m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

**Figure V. 5. Système de charge Mc120**

La charge du système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

L : longueur de la travée

G : la charge permanente de la travée

S : surcharge

Tableau V. 11. Les coefficients de majoration dynamique Mc120

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Mc120	35	8948,5	1100	1,068

V.3.2.4. Système de charge D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément réparti qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

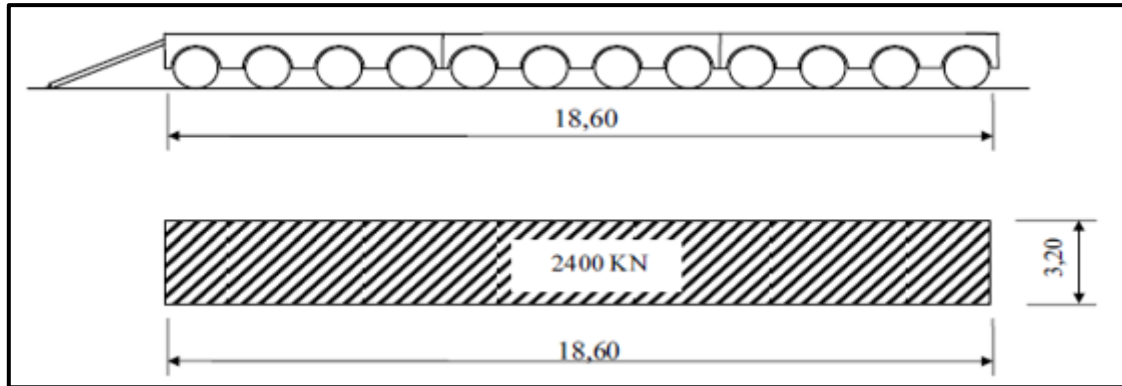


Figure V. 6. Système de charge D240

V.4. EFFORTS DE FREINAGE

V.4.1. Système de charge Bc

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

V.4.2. Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035.S} \quad \text{en KN}$$

S : est la surface chargée en (m²).

Tableau V. 12. L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres.

Nbr des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	128,33	9,51	59,66
2	256,67	9,51	116,76
3	385,00	8,56	154,31

V.5. COMBINAISON D'ACTIONS

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondération qui sont regroupés dans le tableau

Tableau V. 13. Combinaisons des charges réglementaires

Type de charge	ELU	ELS
Les combinaisons	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6 B_C 1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2B_C1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6 B_C 2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2B_C2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6 B_C 3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2B_C3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6 B_T 1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2B_T1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6 B_T 2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2B_T2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.35 D 240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

V.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.



CHAPITRE VI

Modélisation du tablier



VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va étudier le tablier à poutres. Et vu que les travées sont indépendantes, on se limite à étudier une seule travée, dans laquelle le dimensionnement sera standardisé à partir de la poutre la plus sollicitée.

Le mode de construction basé sur la préfabrication, nous oblige à faire attention sur les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section étudiée, et même sur les charges à appliquer durant chaque phase de construction et après la mise en service.

On va déterminer les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) due aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précédent, pour cela, on opte le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2019 pour modéliser notre structure.

VI.2. MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après

➤ Les poutres

La poutre est modélisée en élément « barre », et on introduit les trois sections de la poutre (section d'about / section variable / section médiane) avec le béton 35

➤ L'hourdis

On a utilisé l'élément « panneau » pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction « Béton 35 » avec une épaisseur de 25cm.

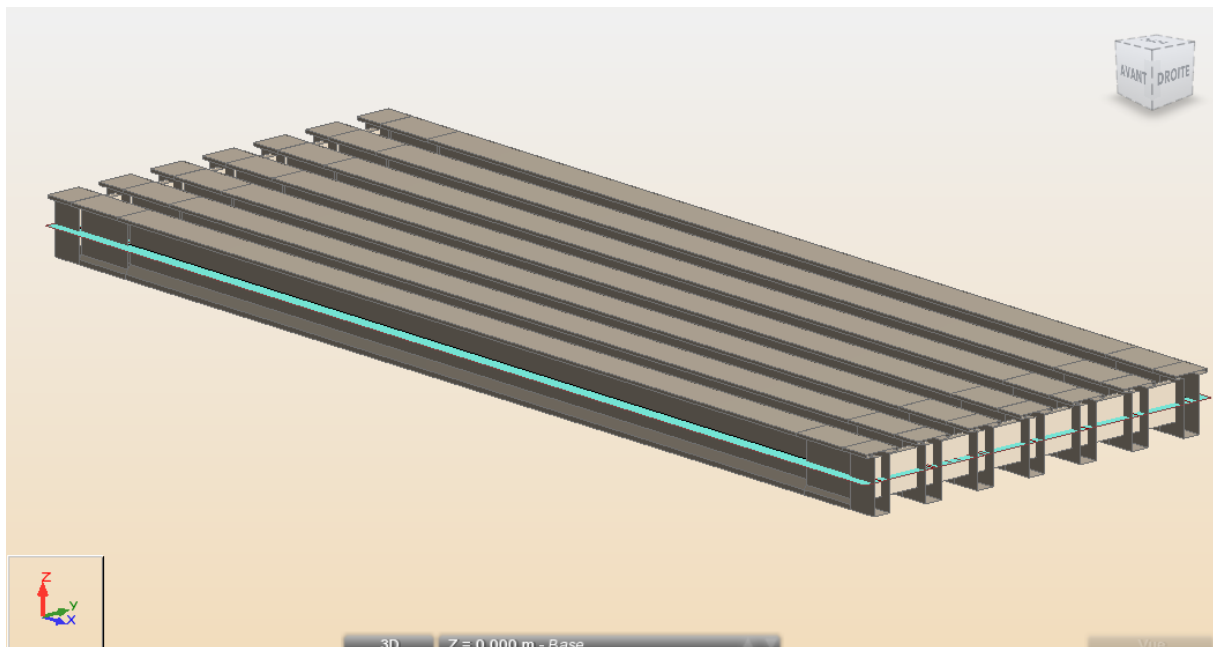


Figure VI. 1. Les 7 poutres et l'hourdis qui constituent le tablier

VI.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

VI.3.1.DEFINITION DES CHARGES :

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l)) soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Définition des charges et surcharges

Nom		Type	Description
G	Poids propre	Charge Permanente	Poids propre des poutres et des entretoises.
	Hourdis		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche + Bordures		Poids des cornique et bordures
	revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
A(l)		Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)
B _c		Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion
B _t			Charge mobile - Tandem
Mc120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile - Exceptionnelle

VI.3.1.1. CHARGES PERMANENTES :

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

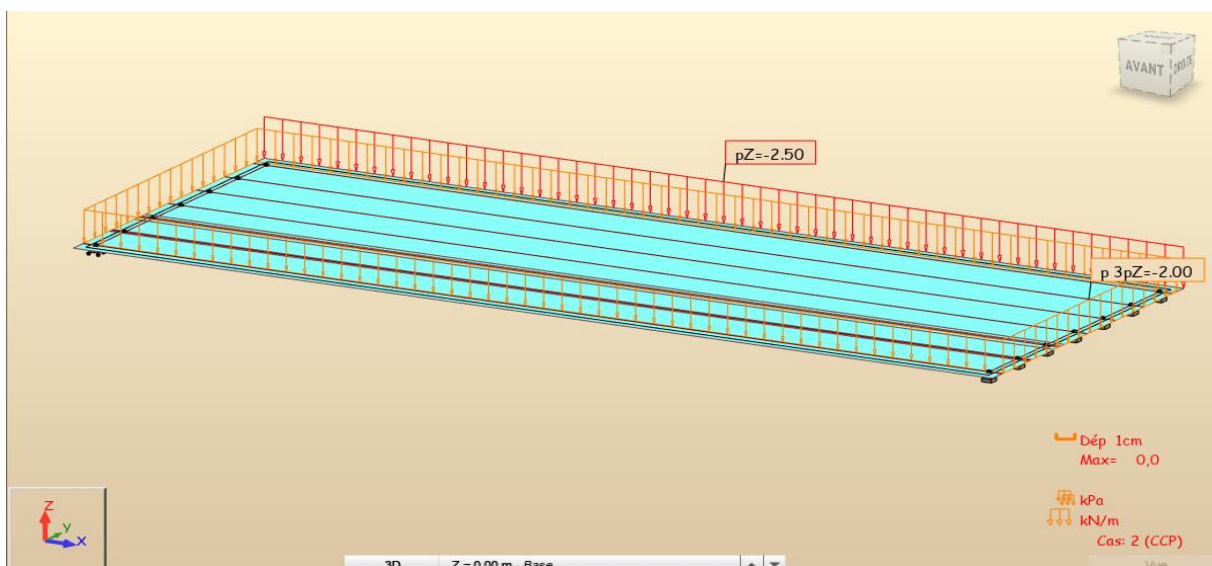


Figure VI. 2. Les charges permanentes appliquées sur le modèle global.

VI.3.1.2. SURCHARGES A(l) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur toute la largeur chargeable.

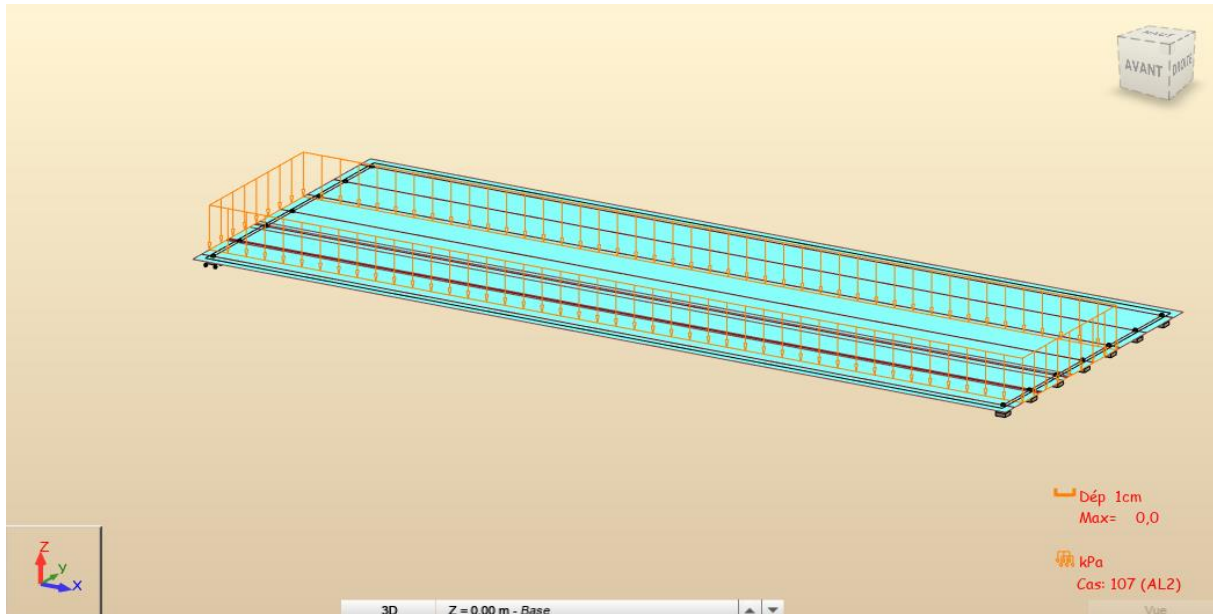


Figure VI. 3. Affectations des charges type A.

VI.3.1.3. LES CHARGES MOBILES :

Les charges (Bc, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

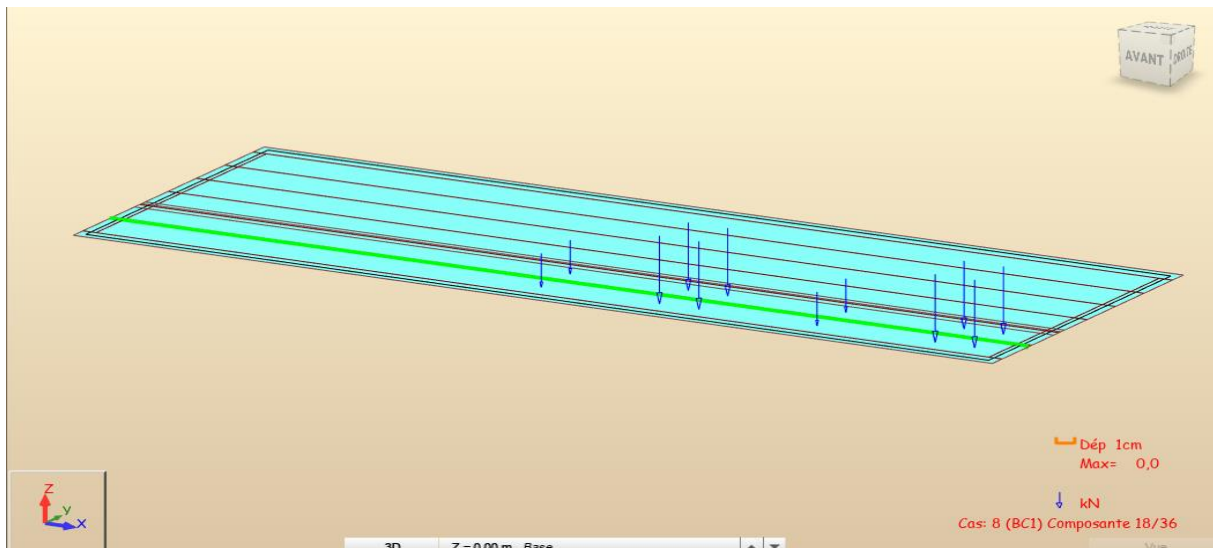


Figure VI. 4. Affectations des charges type Bc.

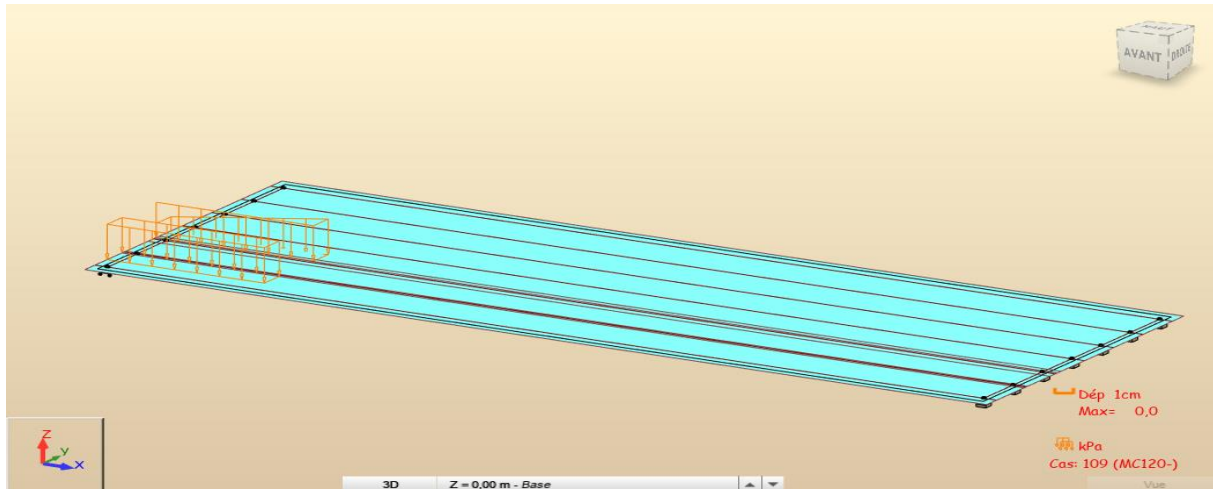


Figure VI. 5. Affectations des charges type Mc120

NB :

Charge militaire MC120 – au minimum 30.5 m entre deux convois.

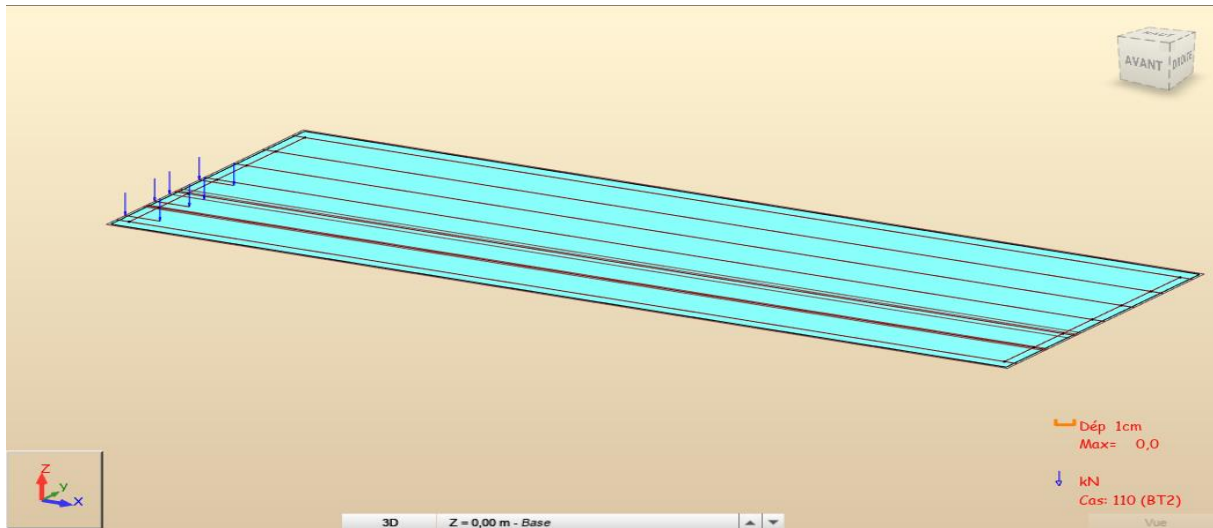


Figure VI. 6. Affectations des charges type Bt

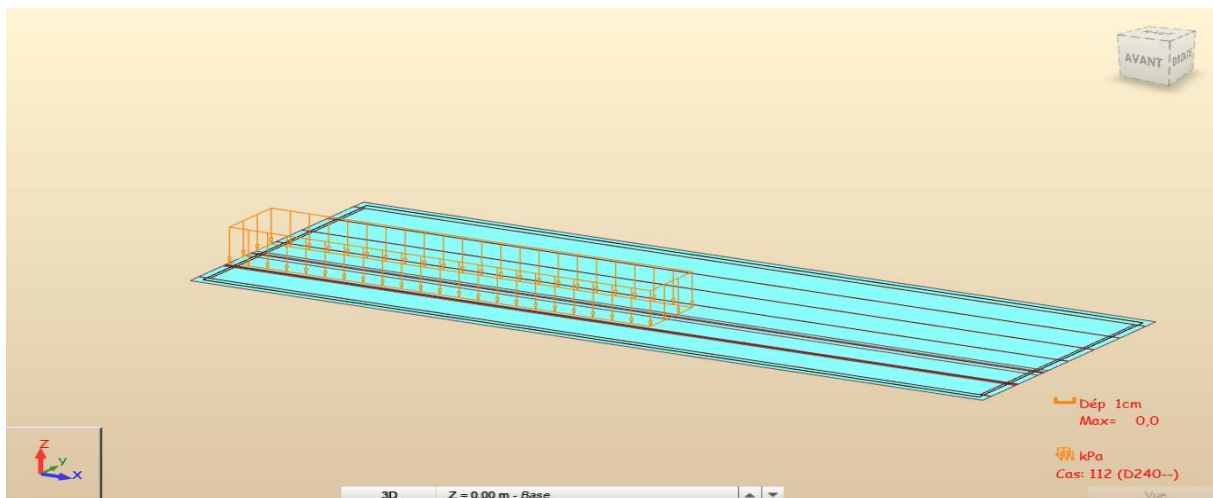


Figure VI. 7. Affectations des charges type D240

VI.4. LES RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous

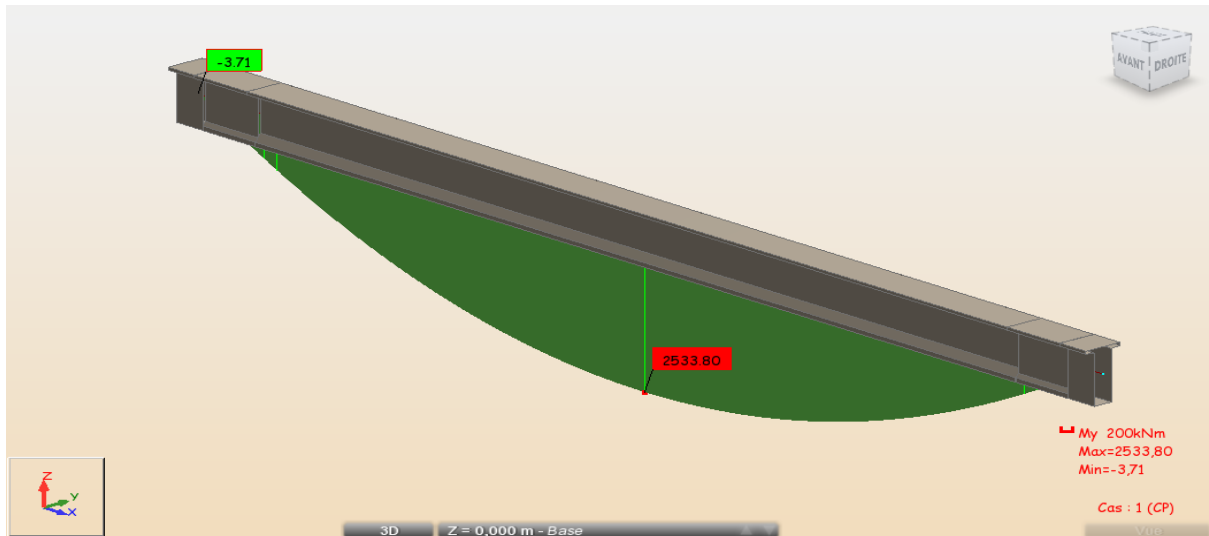


Figure VI. 10. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

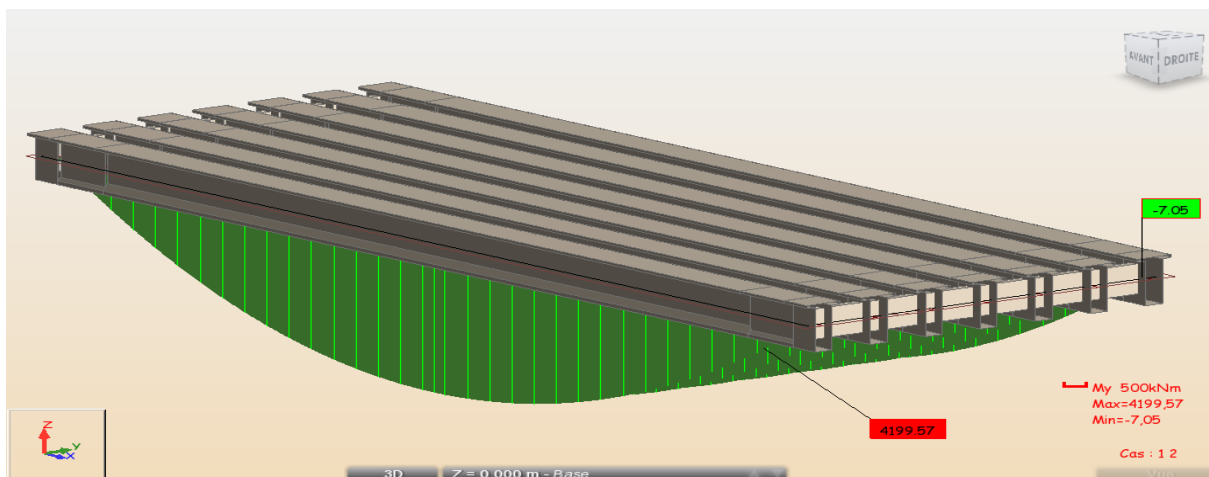


Figure VI. 9. Moment max sous l'effet de la charge permanente

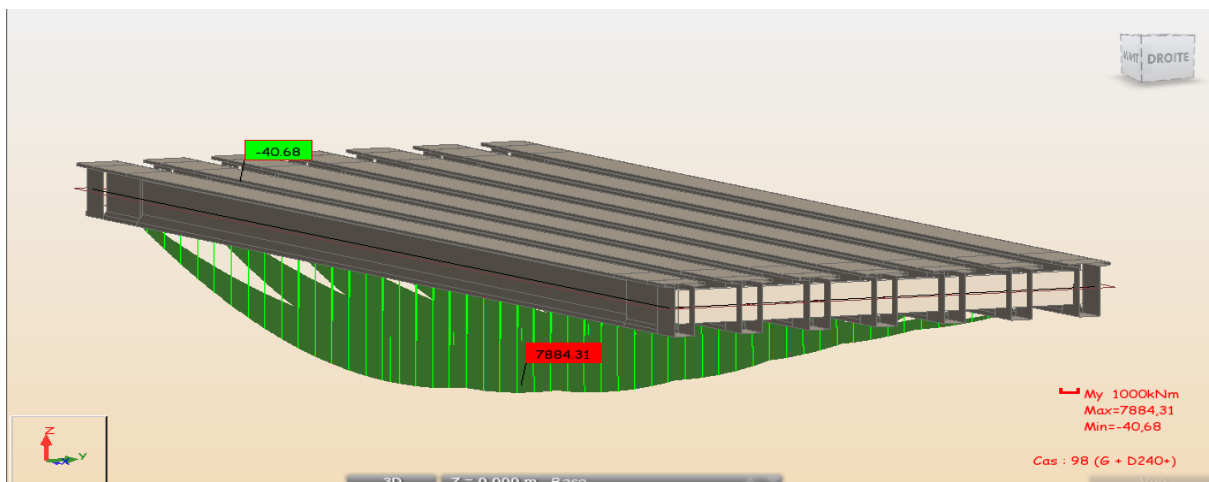


Figure VI. 8. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

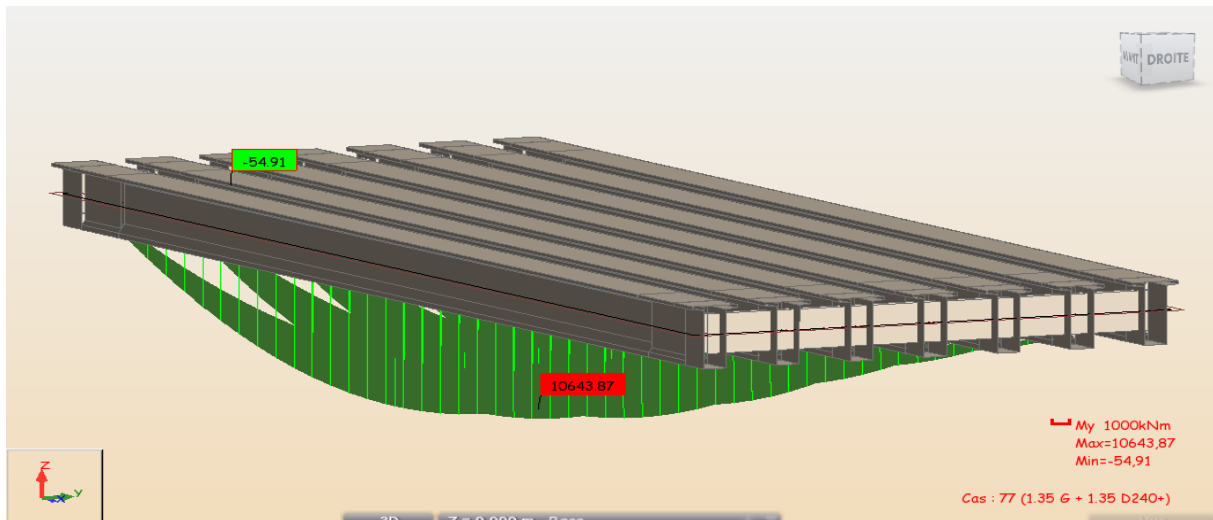


Figure VI. 13. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

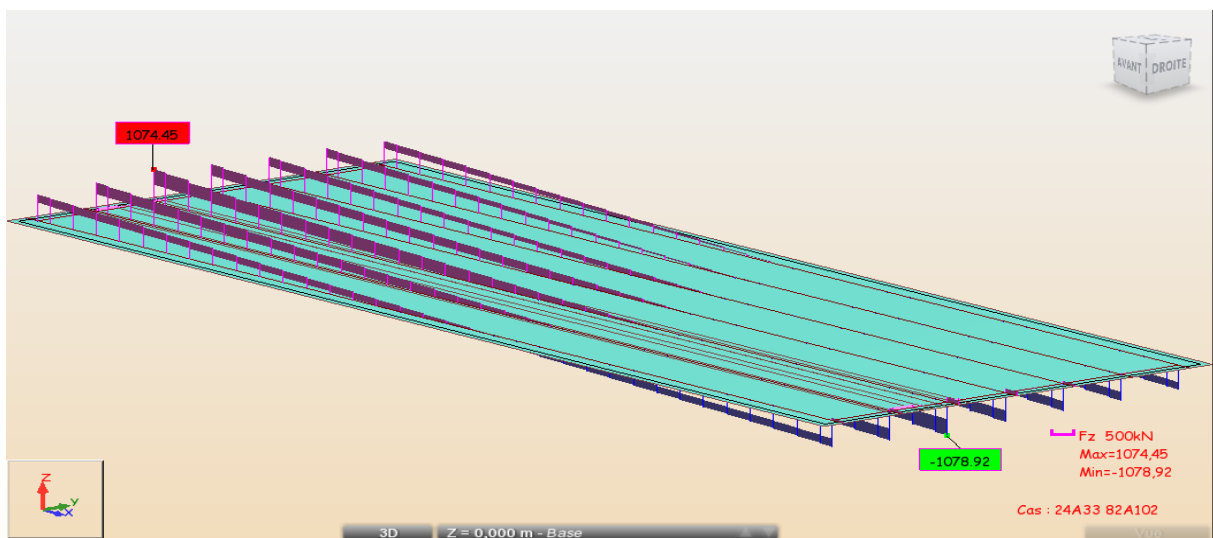


Figure VI. 12. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

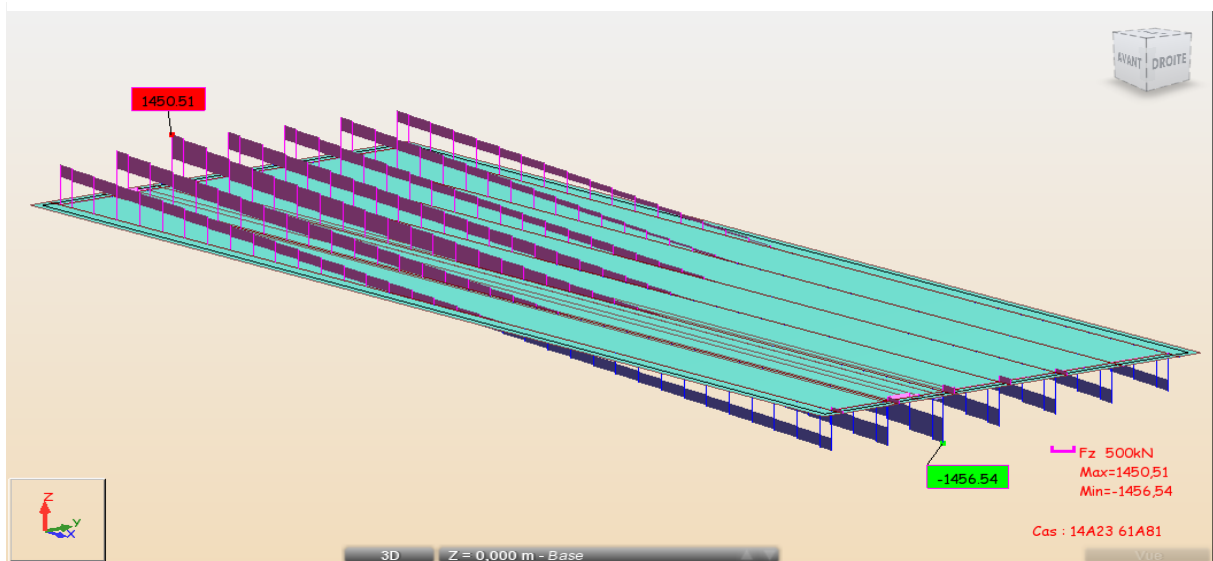


Figure VI. 11. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

VI.5. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes et aux surcharges routières à l'aide du logiciel de calcul. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, dans le chapitre qui suit, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.



CHAPITRE VII

Etude de la précontrainte



VII.1. INTRODUCTION

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton est un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend, les câbles vont par la réaction appliquer un effort de compression au béton.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

VII.2. PHASES D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre.....
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mise en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études 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 le paquet d'ancrage.
- Mise en tension d'un seul côté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VII.3. DONNEES DE LA DIMENSIONNEMENTS DE LA PRECONTRAINTE

Ces caractéristiques dépendent du câble utilisé (12T15) :

- | | |
|---|--|
| – Nombre de toron | 12 toron |
| – La section de 1T15 : | $A_p = 140 \text{ mm}^2$ |
| – Force de rupture garantie : | $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa.}$ |
| – Force élastique garantie : | $f_{peg} = 15930 \text{ Mpa.}$ |
| – Section utile d'un câble : | $S_{\text{câble}} = 12 \times 140 = 1680 \text{ mm}^2$ |
| – Diamètre de la gaine : | $\Phi = 8 \text{ cm.}$ |
| – Coefficient de frottement (gaine-câble) : | $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$ |
| – Relaxation à 1000 heures : | $\Phi_{1000} = 2.5\%$ |
| – Module d'élasticité : | $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ |

VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.4.1. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte est donnée par :

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

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}, \text{ section sur critique.}$$

Tableau VII. 1. Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Désignation	Valeur (m)
B	L'aire de la section médiane + dalle	1.2
h	Hauteur de la section médiane + dalle	2.15
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0,73
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1,42
I	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0,61
ρ	Son rendement géométrique $\rho = I / (B.v.v')$	0,49
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0,22
M_g	Moment de poids propre de la poutre seule a l'ELS	2,53
M_{min}	Moment dû aux charges permanentes additionnelles a l'ELS	4,167
M_{max}	Moment maximal généré par les actions variables (D240) a l'ELS	7,884
ΔM	$\Delta M = M_M - M_m = M_{max} - M_{min}$	3,717
σ_{bt1}	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	-4,05
σ_{bt2}	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	-2,70

Tableau VII. 2. Calcul de P_{MIN}

Détermination de P _{MIN}			
σ_{bt1}	-4,05 MPa	P _I	3,51 MN
σ_{bt2}	-2,70 MPa	P _{II}	5,03 MN
P _{MIN} = 5,03 MN			

VII.4.2. Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{MIN}}{(1-\Delta P) \times P_0}$

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

P₀ = min {(0.8 × f_{prg} × S); (0.9 × f_{peg} × S)}

ΔP: pertes de tension estimées en premier à 25 %.

Application Numérique :

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$; $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$; $S = 1680 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 2,38 \text{ MN}$.
 $\Delta P = 25 \%$ $\rightarrow n \geq 2,82$

Donc on opte pour : $n = 3$ câbles de 12T15

VII.4.3. Pré-vérification des contraintes

Cette vérification se fait à mi- travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 5 %
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau VII. 3. Résultats de vérification des contraintes

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
$f_{cj} \text{ (MPa)}$	23,18	35	35	35
$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	13,91	21	21	21
$\sigma_{bt1} \text{ (MPa)}$	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\sigma_{bt2} \text{ (MPa)}$	-1,39	-2.1	-2.1	-2.1
$\Delta P \text{ (%)}$	5%	10%	15%	25%
$B \text{ (m}^2\text{)}$	0,7107	0,7107	1,2032	1,2032
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,3086	0,3086	0,6125	0,6125
$v \text{ (m)}$	0,8928	0,8928	0,7262	0,7262
$v' \text{ (m)}$	1,0072	1,0072	1,4238	1,4238
$M \text{ (KN.m)}$	2,53	2,53	4,167	7,88
$e_0 \text{ (m)}$	0,79	0,79	1,21	1,21
$P \text{ (MN)}$	3,57	6,42	6,07	5,35
$\sigma_{sup} \text{ (MPa)}$	4,17	1,64	1,29	6,12
$\sigma_{inf} \text{ (MPa)}$	5,97	17,38	12,40	1,16
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases

VII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré

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

VII.5.1. Position des câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

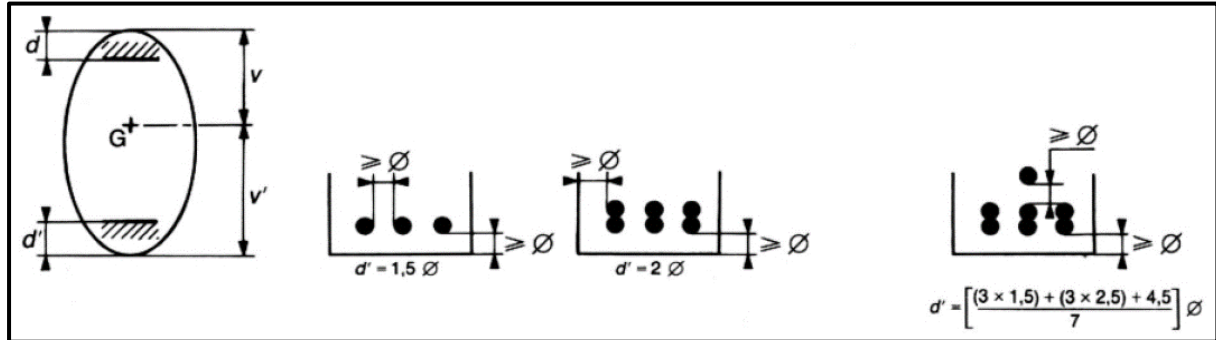


Figure VII. 1. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage.
- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x=L/2$, tout en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.

La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$

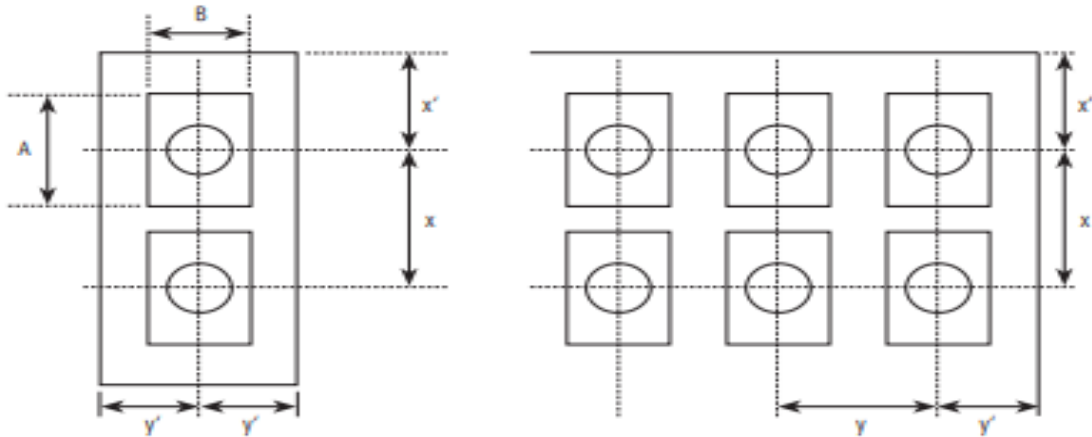


Figure VII. 2. Disposition des plaques d'ancrages

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about 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 CDG de la section d'about, et pour cela on doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} x \geq A + 30 \text{ (mm)} \\ x \geq 0,85a \text{ (mm)} \end{cases}$$

Tel qu'a dépend de f_{c28} et le type de plaque d'ancrage :

Dans notre cas $f_{c28} = 35$ et notre plaque d'ancrage porte un câble de 12T15, don par interpolation on aura :

24	→	430
35	→	?
44	→	320

Pour 35 on aura : $a = 369,5$ mm

Donc les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} x \geq 240 + 30 = 270 \text{ mm} \\ x \geq 0,85 \times 369,5 = 314 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend $x = 320$ mm

VII.5.2. Tracé des câbles

➤ Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à : $f \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

ℓ : est la longueur de la parabole (m).

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

➤ **Angle de relevage α** : un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage. Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$$b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi = 0,52 \text{ m}$$

$$B_n = B - n \times B_{gaine} = 1,69 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = 3,17 \text{ MPa} \quad \text{avec } P = 5,35 \text{ MN}$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Et donc :} \quad -12,67^\circ \leq \alpha \leq 31,075^\circ$$

Tel que :

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

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre

B_n : surface nette de la section d'about + dalle

B_{gaine} : surface de la gaine

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis

b_0 : largeur brute

Tableau VII. 4. Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
Unités	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

n_{lit} : nombre de lits

Φ : diamètre de la gaine

Tableau VII. 5. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.12	1	17,5			
C1	33	4,51	0,85	0,77	0,12	0,65	209,06	0,079
C2	33	6,04	1,15	1,04	0,2	0,84	161,25	0,102
C3	33	7,05	1,45	1,33	0,36	0,97	140,87	0,117

VII.6. CALCUL DES PERTES

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.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- **Les pertes de tension instantanées** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte ;
- **Pertes de tension différées** : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension.

VII.6.1. Les pertes de tension instantanées

VII.6.1.1 Les pertes dues au recul d'ancrage

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit toujours un léger raccourcissement g . Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais en sens inverse. Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance d de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée.

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

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

Avec :

$$k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Tel que :

- Coefficient de frottement en courbe : $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$
- Coefficient de frottement en ligne $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage au relâchement du vérin : $g = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité : $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- x : la distance de la section considérée

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6. Les résultats des calculs de pertes dues au recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{g(l/2)}$
C1	17.5	0,0028	16,92	-4,6095
C2	17.5	0,0031	16,24	-10,89
C3	17.5	0,0032	15,85	-14,978

- Les valeurs des pertes du au recule d'ancrage de chaque câble sont négatives, donc on prend cette perte comme 0 : $\Delta\sigma_g = 0 \%$

VII.6.1.2 Les pertes dues au frottement

Ce type de perte est provoqué par frottement des câbles avec la gaine lors de la mise en tension :

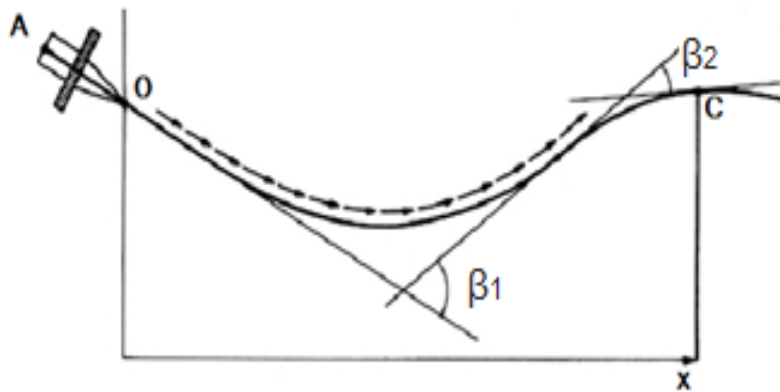


Figure VII. 3. Les efforts de frottement exercé sur le câble

Cette perte est estimée par la formule suivante : $\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$

Tel f , β et φ sont données déjà précédemment et $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$

Les résultats de chaque câble sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 7. Résultat de calcul des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17,5	0,079	0,049	67,99	72,96	5,15%
C2	17,5	0,102	0,053	73,66		
C3	17,5	0,117	0,056	77,23		

Donc les pertes de frottement à prendre en considération sont $\Delta\sigma_\varphi = 5.15\%$

VII.6.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton

Les pertes de tension qui résultent de la déformation instantanée du béton dues à l'action des armatures de précontraintes et au autres actions permanentes peuvent être assimilée à des pertes moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée a :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi}$$

Tel que :

- σ_{bi} : est la contrainte parabole du béton donnée par la formule :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

- P : l'effort de précontrainte P = 5,35 MN
- e : l'excentricité moyenne des câbles e = 0,78 m
- M_p : moment du au poids propre de la poutre $M_p = 2,53 \text{ MN.m}$
- I_G : moment d'inertie de la section médiane du poutre seule $I_G = 0,31 \text{ m}^4$
- B : section de la poutre seule

Par application numérique on aura $\sigma_{bi} = 16,48 \text{ MPa}$

- E_p : module d'élasticité de l'acier $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_{ij} = 1000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ MPa}$$

Par application numérique sur σ_e on aura $\sigma_e = 43,51 \text{ MPa} = 3,35 \%$

- ❖ Donc le totale des pertes instantanées est de $\sigma_{inst} = 8,50 \%$

VII.6.2. Les pertes de tension différée

VII.6.2.1 Les pertes dues au retrait de 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

La perte finale du au retrait est donnée par la formule suivante : $\Delta \sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

Tel que : $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$ en climat de zone A dans la carte de zonage climatique algérienne

Et : E_p module d'élasticité de l'acier $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

Par application numérique on aura $\Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa} = 2,68 \%$

VII.6.2.2 Les pertes dues au fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir à la mise en précontrainte, a des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale est donnée par la formule suivantes :

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

Tel que σ_b est donnée par la même formule de σ_{bi} sauf que :

- P : l'effort de précontrainte P = 6,55 MN
- e : l'excentricité moyenne des câbles e = 1,20 m
- Mp : moment du au poids propre de la poutre + dalle Mp = 4,17 MN.m
- Ig : moment d'inertie de la section médiane de la poutre + dalle = 0,6125 m⁴
- B : section de la poutre + dalle : B = 1,2032 m²

Par application numérique on aura : $\sigma_{bi} = 16,48 \text{ MPa}$

Par application numérique sur σ_e on aura : $\Delta\sigma_f = 180,80 \text{ MPa} = 12,77 \%$

VII.6.2.3 Les pertes dues aux relaxations

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, elle dépend de type d'acier et de son traitement.

Les pertes de relaxation peuvent être estimées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec :

- $\rho_{1000}(\%)$ relaxation garantie à 1 000 h.
- μ_0 coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- σ_i la contrainte initiale après les pertes instantanée

Par application numérique sur σ_e on aura : $\Delta\sigma_p = 59,30 \text{ MPa} = 4,19\%$

VII.6.3. Les pertes totales

❖ Les pertes totales déferée son calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_f + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Par application numérique on aura une perte totale déferée de $\Delta\sigma_{D\acute{e}f} = 267,61 \text{ MPa} = 18,91 \%$

❖ La perte totale à considérer sont la somme de perte instantanée et les pertes déferée :

$$120,40 + 267,61 = 370,54 \text{ MPa} = 27,41 \%$$

VII.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE

Dans cette partie, 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 dictées par les règles en vigueur.

VII.7.1. Les phases de vérification :

Notre poutre doit vérifier dans chaque phase parmi les 4 phase de vérification que les contraintes appliquées sont dans l'intervalle des contraintes admissibles, tel que :

- **Phase 1** : au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tendus de 50% d'effort de précontraintes et consomment environ de 50% des pertes instantanées.
- **Phase 2** : au n^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tendus de 100% d'effort de précontraintes et consomment environ de 100% des pertes instantanées.
- **Phase 3** : après le coulage de la dalle, la totalité des pertes instantanées sont consommée ainsi qu'une partie importante des pertes différées.
- **Phase 4** : la phase d'exécution, toutes les pertes sont prises en considération, on calcul avec les charges maximales.

Les contraintes exercées sur chaque poutre doivent vérifier les contraintes limites admissible d'après le BPEL :

Tableau VII. 8. Contraintes limites admissibles

Après 28 jours	σ_{bc} (MPa)	21	
	σ_{bt1} (MPa)	-4,05	
	σ_{bt2} (MPa)	-1,89	Exécution
	σ_{bt2} (MPa)	-2,7	Rares
Dans 7 jours	σ_{bc} (MPa)	13,91	
	σ_{bt1} (MPa)	-2,99	
	σ_{bt2} (MPa)	-1,39	Exécution
	σ_{bt2} (MPa)	-1,99	Rares

En considère 3 sections médianes ($x_1 = L/2 = 17.5$ m, $x_2 = 3L/8 = 13.125$ m, $x_3 = L/4 = 8.75$ m) pour la vérification de contraintes normales et une section au niveau d'about ($x_4 = 0.5$ m) pour la vérification des efforts tranchants.

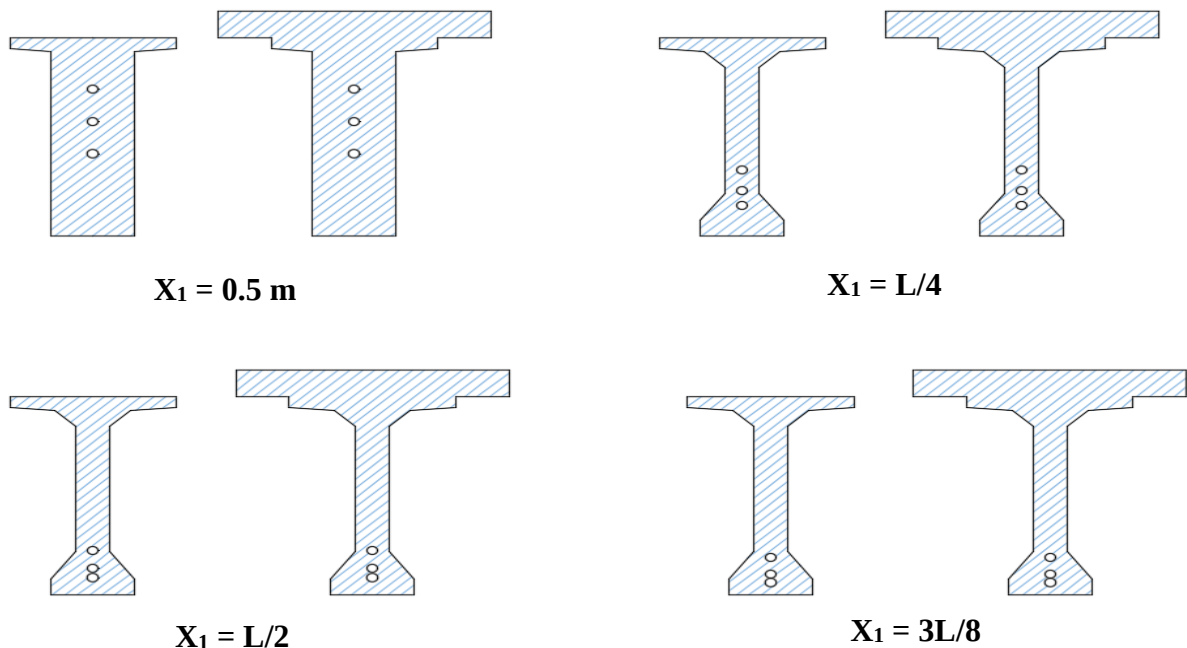


Figure VII. 4. Les sections à considérer pour vérifier la précontrainte

VII.7.2. Justification de la poutre a l'ELS

VII.7.2.1 Les efforts de la précontrainte

La précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 pour la justification a L'ELS, tel que :

$$\begin{cases} P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P \\ P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P \end{cases}$$

Après application numérique sur ces 2 formules dans les 5 phases de vérifications, on aura les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VII. 9. Les résultats de l'effort de précontraintes

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2
Phase 1	3	50	4,25	3,52	3,31
Phase 2	3	100	8,50	6,79	6,27
Phase 3	3	100	13,23	6,52	5,86
Phase 4	3	100	27,41	5,71	4,65

VII.7.2.2. Les caractéristiques des sections nettes :

Ce sont les sections des poutres après la soustraction des sections des section des gaines de la précontrainte.

Le calcul des caractéristiques a été fait à l'aide du logiciel AUTOCAD

Tableau VII. 10. Caractéristiques des sections nettes

	x=0,5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15
B _{nette} (m ²)	1,194	1,69	0,696	1,188	0,696	1,188	0,70	1,188
v _n (m)	0,900	0,851	0,891	0,714	0,887	0,712	0,886	0,711
v' _n (m)	1,000	1,299	1,009	1,436	1,013	1,44	1,014	1,44
I _{nG} (m ⁴)	0,394	0,763	0,304	0,598	0,300	0,59	0,299	0,590
ρ (%)	36,64	40,92	48,55	49,09	48,05	48,72	47,85	48,57

VII.7.2.3. Justification des contraintes normales

Les contraintes normales de la poutre doivent vérifier la condition $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

Tel que :

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

Avec :

- **P** : effort de précontrainte
- **B_n** : surface nette de la section considérée.
- **I_n** : inertie nette de la section considérée.
- **e₀** : excentricité du câble de précontraint moyen.
- **M** : moment extérieur.
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats des calculs de chaque phase sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII. 11. Résumée des calculs des contraintes phase 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,10	0,55	0,73	0,79	-0,10	0,55	0,73	0,79
M _{Els}		0,00	1,87	2,37	2,53	0,00	1,87	2,37	2,53
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,79	6,79	6,79	6,79
P2 (MN)		3,31	3,31	3,31	3,31	6,27	6,27	6,27	6,27
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,48	6,99	7,51	0,00	5,48	6,99	7,51
	σ_{inf}	0,00	-6,20	-5,69	-8,59	0,00	-6,20	-7,98	-8,59
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,74	-0,64	-2,52	-3,15	7,23	-1,24	-4,86	-6,08
	σ_{inf}	2,06	11,51	13,70	14,45	3,98	22,23	26,46	27,91
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,53	-0,60	-2,37	-2,97	6,67	-1,14	-4,48	-5,61
	σ_{inf}	1,94	10,85	12,91	13,62	3,67	20,50	24,40	25,74
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,74	4,83	4,48	4,36	7,23	4,24	2,14	1,43
	σ_{inf}	2,06	5,31	8,02	5,86	3,98	16,03	18,48	19,31
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,53	4,87	4,62	4,54	6,67	4,33	2,51	1,90
	σ_{inf}	1,94	4,65	7,23	5,02	3,67	14,30	16,42	17,14

Tableau VII. 12. Résumée des calculs des contraintes phase 3 et 4

		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)		0,20	0,98	1,15	1,21	0,20	0,98	1,15	1,21
M _{Els}		0,00	3,07	3,89	4,168	0	5,984	7,416	7,89
P1 (MN)		6,52	6,52	6,52	6,52	5,71	5,71	5,71	5,71
P2 (MN)		5,86	5,86	5,86	5,86	4,65	4,65	4,65	4,65
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,67	4,68	5,02	0,00	7,14	8,91	9,50
	σ_{inf}	0,00	-7,38	-9,45	-10,16	0,00	-14,37	-18,00	-19,22
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,41	-2,14	-3,55	-4,03	2,11	-1,87	-3,11	-3,53
	σ_{inf}	6,10	20,83	23,77	24,77	5,34	18,25	20,82	21,70

σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,16	0,61	-0,11	-3,62	4,41	1,14	-0,21	-2,87
	σ_{inf}	5,48	18,72	21,35	22,25	4,34	14,84	16,93	17,64
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,41	1,53	1,12	0,99	2,11	5,27	5,80	5,96
	σ_{inf}	6,10	13,46	14,32	14,61	5,34	3,88	2,82	2,47
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,16	4,27	4,57	1,40	4,41	8,29	8,70	6,62
	σ_{inf}	5,48	11,34	11,90	12,09	4,34	0,47	-1,07	-1,58

❖ On remarque que toutes les contraintes vérifient les contraintes limites admissibles

VII.7.2.4. Justification des contraintes tangentielles

Dans cette partie on doit vérifier que les effets des efforts tranchants cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal n'ont aucune influence sur la sécurité de l'ouvrage et pour cela on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

❖ Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ donc on a $\tau_1 < \tau_2$ et là on vérifie juste que $\tau < \tau_1$.

On a

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

Par application numérique on aura $\sigma_x = 3,06 \text{ MPa} < 0,4 f_{c28} = 14 \text{ MPa}$

Et $\tau_1 = 2,26 \text{ MPa}$

Donc on compare $\tau < \tau_1$.

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

- V_{red} : effort tranchant réduit. $V_{red} = 1,08 \text{ MPa}$
- S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.
 $S_n = 0,59 \text{ m}^3$
- b_n : largeur nette de la section. $b_n = 0,52 \text{ m}$
- I_n : moment d'inertie nette de la section. $I_n = 0,76 \text{ m}^4$

Par application numérique on aura $\tau = 0,81 \text{ MPa}$

❖ La condition $\tau < \tau_1$ est vérifiée.

VII.7.2.5. Les armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s :

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

- B_t : aire de la section du béton en traction $B_t = 0,1653 \text{ m}^2$
- σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction $\sigma_{bt} = 1,18 \text{ MPa}$
- N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes $N_{Bt} = 0,1055 \text{ MN}$

Après l'application numérique on aura $A_s = 3,2 \text{ cm}^2$

Donc on choisit une armature **4HA12** = $4,52 \text{ cm}^2$

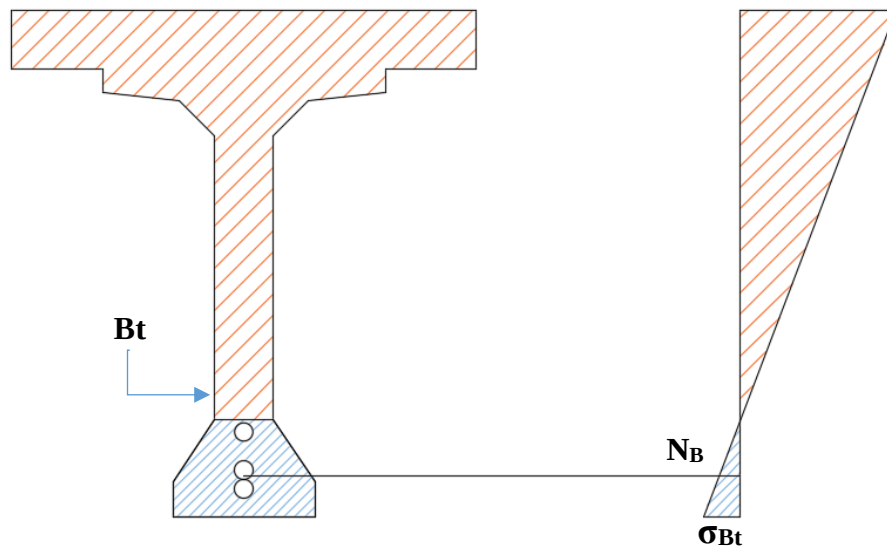


Figure VII. 5. Schéma des contraintes à l'ELS

VII.7.2.6. Les armature de construction (ferrailage de peau)

Selon le BPEL, on doit poser des armatures de peau dans tout le périmètre de la poutre, donc on doit choisir entre :

- 3 cm^2 dans chaque 1 ml, donc pour un périmètre de 6,16 m on aura : $A_s = 18,48 \text{ cm}^2$
- $0,1\%$ de section du béton : $A_s (0,1\%) = 1,188 \times 0,001 = 0,001188 \text{ m}^2 = 11,88 \text{ cm}^2$

Donc on prend $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $A_s = 18,48 \text{ cm}^2$, prenons une armature longitudinale de **25HA10** (même dans la zone tendue).

VII.7.3. Justification de la poutre a l'ELU

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

VII.7.3.1. de la résistance des armatures transversale

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

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

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

$$\tau_u : \text{Contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{u-\text{red}} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Par application numérique on aura $\tau_u = 1,37 \text{ MPa}$

Donc $\beta_u = 20,97^\circ$ mais vu que β_u est inférieure à la valeur minimale, on prend $\beta_u = 30^\circ$

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

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

Dans laquelle :

- A_t : section totale des sections d'un cours d'armature passive transversale.
- S_t : espacement de deux cours d'armatures
- f_e : la limite d'élasticité de l'acier $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- γ_s : 1,15 pour les combinaisons fondamentales
- b_n : la largeur nette de la section du talon

Après l'application numérique on a $\frac{A_t}{S_t} \geq 3,25 \text{ cm}$

Si on prend un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$ on aura un **cadre de HA12** chaque 20 cm

❖ Il y a un pourcentage d'armature minimale à respecter donnée par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

Par application numérique on aura $3,17 \text{ cm} = 0,0317 \text{ m} \geq 0,000718$

❖ Donc la condition de pourcentage d'armatures minimales est vérifiée

VII.7.3.2. Vérification au non écrasement des bielles de béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton, Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < 35,00 \text{ MPa} / 6 = 5,83$$

❖ Donc la condition est vérifiée

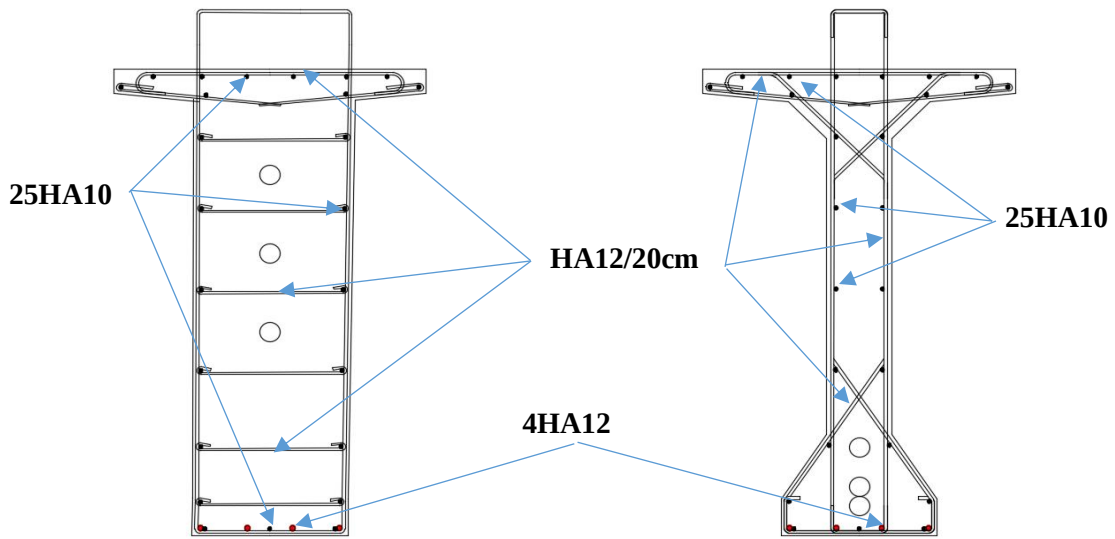


Figure VII. 6. Armature passive des sections médiane et about

VII.8. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives. Les aciers à mettre en œuvre sont les aciers de première régularisation qui se décompose en armature de surface et armature d'éclatement.

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifeste dans ces zones exige des vérifications de l'états limites des contraintes du béton ainsi que la mise en place d'un ferrailage dont la contrainte limite de traction de l'acier est limiter par :

$$\sigma_s = 2/3.f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

VII.8.1. Effet de surface

Les aciers de surface sont placés immédiatement à l'arrière des ancrages, à la distance d'enrobage des parements, la section d'acier est calculée comme suit :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

Tel que F_{j0} la force de précontrainte à l'origine $F_{j0} = P_0 - \Delta P = 2,18 \text{ MN}$

Donc $A_s = 2,61 \text{ cm}^2$ on prend 2 cadres de HA14 = $3,08 \text{ cm}^2$ (posée dans le même niveau)

VII.8.2. Effet d'éclatement

Le BPEL exige de vérifier les contraintes dans la zone d'éclatement avant de calculer la section d'acier nécessaire pour l'éclatement dans cette zone

➤ Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_{j0}}{e' d_j}$$

Tel que :

- a_j : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; $a = 0,24 \text{ m}$
- d_j : hauteur du prisme symétrique de niveau j
- e' : largeur de la poutre ; $e' = 0,6 \text{ m}$

Avec les dimensions du prisme sont :

- $d_1 = \text{Min}(2 \times 0,43 ; 0,32) = 0,32 \text{ m}$.
- $d_2 = \text{Min}(0,32 ; 0,32) = 0,32 \text{ m}$.
- $d_3 = \text{Min}(0,32 ; 2 \times 0,83) = 0,32 \text{ m}$.

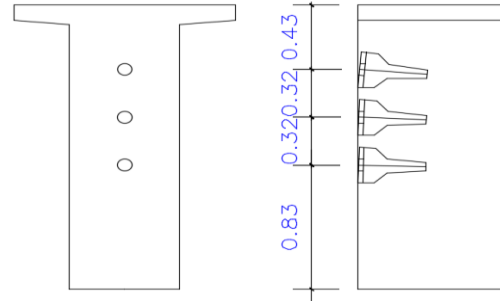


Figure VII. 7. Les dimensions de prisme

Donc vu que $d_1=d_2=d_3= 0,32 \text{ m}$, on aura la même contrainte $\sigma_{tej} = 1,42 \text{ MPa}$

La condition à vérifier est : $\sigma_{tej} \leq 1,25 f_{tj}$ tel que $f_{tj} = 3,38 \text{ MPa}$

❖ Donc la condition est vérifiée

➤ **Contrainte de compression du béton :**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e'd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Tel que $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Donc l'application numérique nous a donné : $11,34 \text{ MPa} \leq 23,33 \text{ MPa}$

❖ Donc la condition est vérifiée

➤ **Calcul des armatures d'éclatement**

L'armature d'éclatement se calcule par la formule suivante :

$$A_e = \sup \left\{ \max(A_{ej}) ; 0,15 \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}} \right\}$$

Tel que :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \sigma_{s \text{ lim}}}$$

Avec :

- R_j : la résultante des contrainte d'éclatement, donne par la formule : $R_j = 0,25(1 - \frac{a_j}{d_j})F_{j0}$
- K_j : des coefficients dépend de la position du câble : $\begin{cases} K_j = 1 \text{ pour les câbles extrêmes} \\ K_j = 1,5 \text{ pour les câbles intermédiaires} \end{cases}$

L'application numérique nous a donné : $A_e = \sup \{ \max(4,08 ; 2,72 ; 4,08) ; 9,8 \} = 9,8 \text{ cm}^2$

Donc on prend **8 cadres de HA14** (chaque paire de cadre est posée dans le même niveau)

VII.9. CONCLUSION

De manière générale la maîtrise du précontraint est indispensable dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Il permet tout d'abord de déterminer le câblage, mais également de vérifier que ce dernier satisfait bien les vérifications des contraintes tant sur les sections courantes ainsi que sur les sections particulières.



CHAPITRE VIII

Etude du tablier



VIII.1. INTRODUCTION

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) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

➤ Flèche due au propre

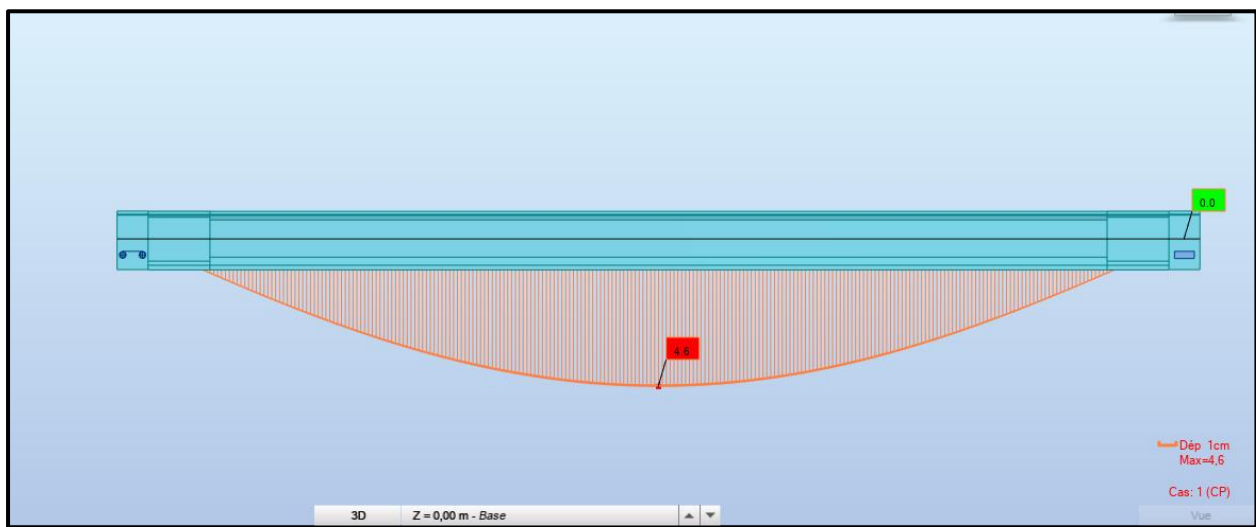


Figure VIII. 1. Flèche max de la poutre due à poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due poids propre :

$$f_G = 4,6 \text{ cm}$$

➤ Contre flèche de précontrainte

$$P_{\text{moy}} (\text{câble}) = 6,81 \text{ MN} ; e_0 = -0,09 \text{ m} ; e_1 = -0,87 \text{ m}$$

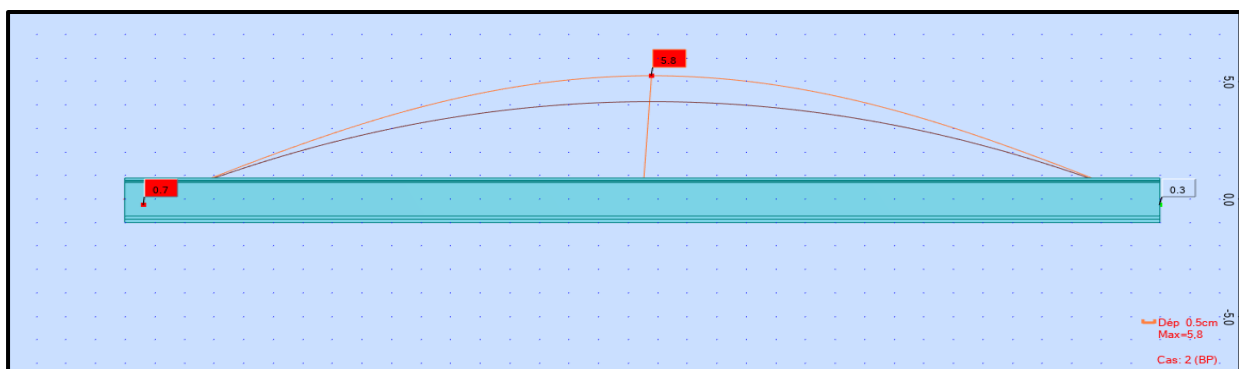


Figure VIII. 2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes : $f_P = -5,8 \text{ cm}$

➤ **Flèche de construction**

$$f_c = 3/4 (f_P + f_G) = 3/4 (5,8 - 4,6) = 0,9 \text{ cm}$$

➤ **Flèche maximal a ELS**

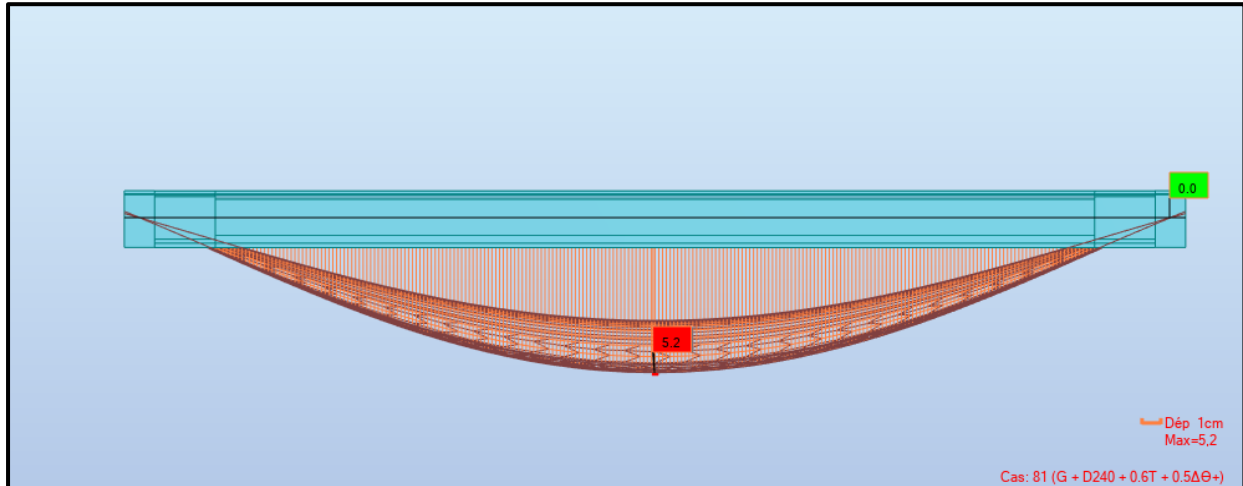


Figure VIII. 3. Flèche max de la poutre a ELS

Figure VIII.3.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre a ELS : $f_{ELS} = -5,2 \text{ cm}$

➤ **Flèche totale**

La flèche admissible : $L/500 = 7 \text{ cm}$

La flèche totale maximale : $f = f_{ELS} + f_P + f_C = 6,4 \text{ cm}$ (inférieure à la flèche admissible)

VIII.3. ETUDE DE L'HOUDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont 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 qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

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

VIII.3.1. Évaluation des efforts

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

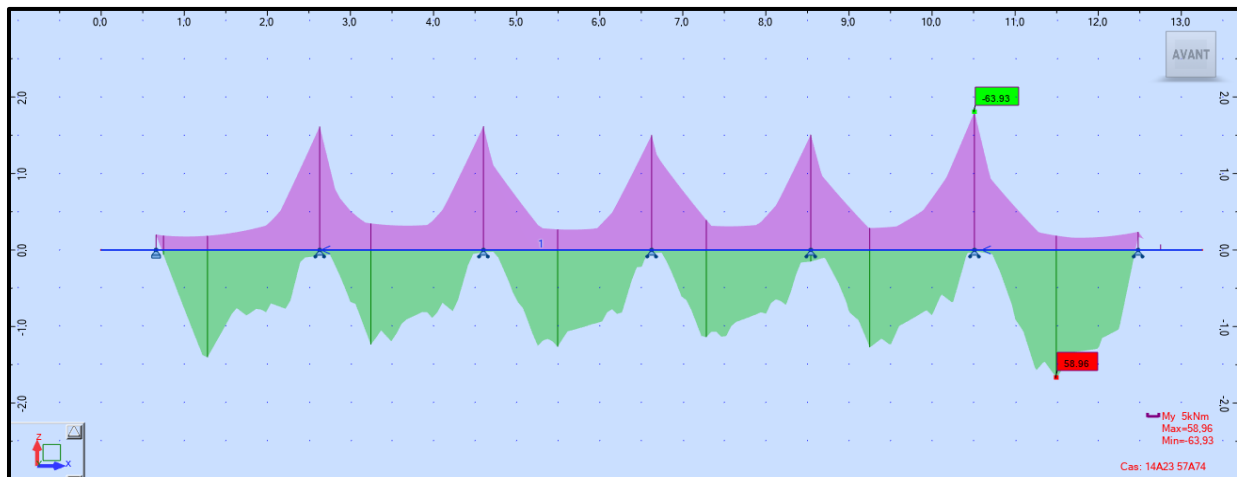


Figure VIII. 5. Diagramme Moment-dalle ELU

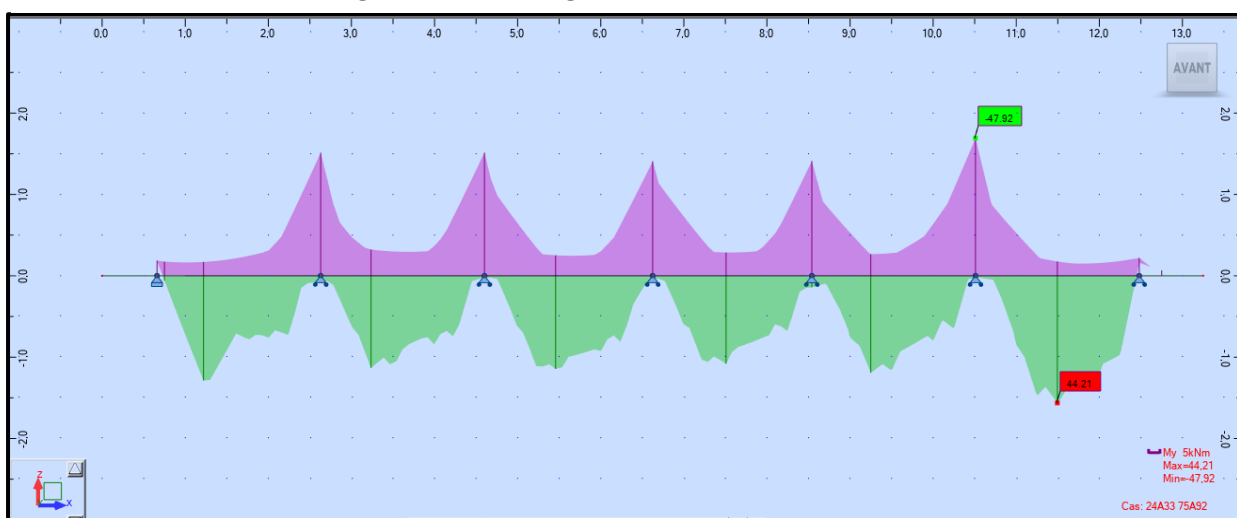


Figure VIII. 4. Diagramme Moment-dalle ELS

	ELS	ELU
Fibre supérieure (KN.m)	47,92	63,93
Fibre inférieure (KN.m)	44,21	58,96

VIII.3.2. ferrailage de la dalle

Les résultats de ferrailage transversal de la dalle sont calculés à l'aide du logiciel **ROBOT expert**, et on ferraille à l'ELS

➤ Ferrailage nappe supérieure

- Armature transversal : $A_s = 9,7 \text{ cm}^2$
On opte pour 6 HA16/ml ; Avec un espacement de 20cm
- Armature longitudinale :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s on opte pour 6HA10/ml ; avec un espacement de 20cm

➤ **Ferraillage nappe inférieure**

- Armature transversal : $A_s = 8,9 \text{ cm}^2$
On opte pour 6 HA14/ml ; Avec un espacement de 20cm
- Armature longitudinale :
Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s on opte pour 6HA10/ml ; avec un espacement de 20cm

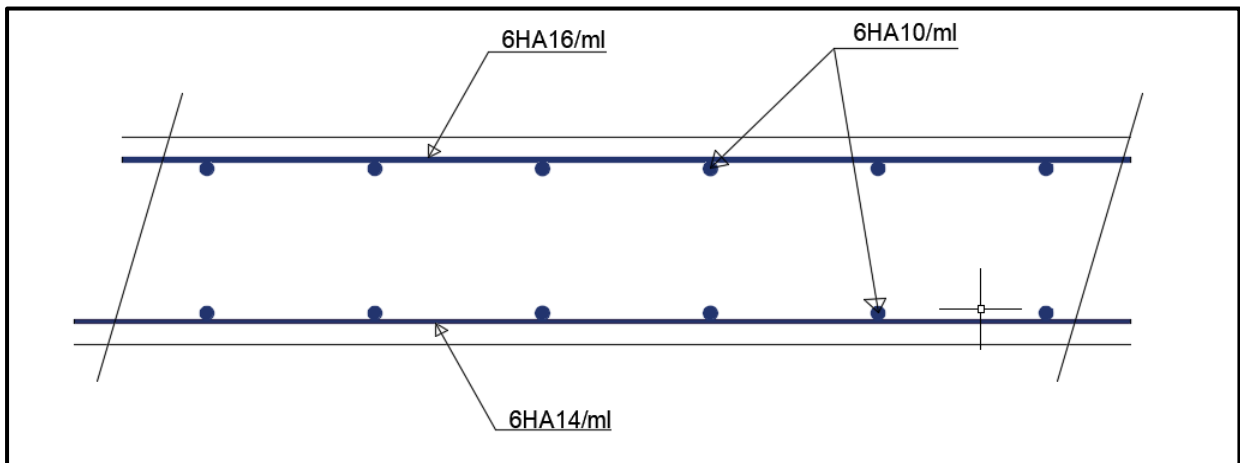


Figure VIII. 6. Ferraillage d'Hourdis

VIII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferraillage des entretoises sera dimensionné.

Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferraillage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage.

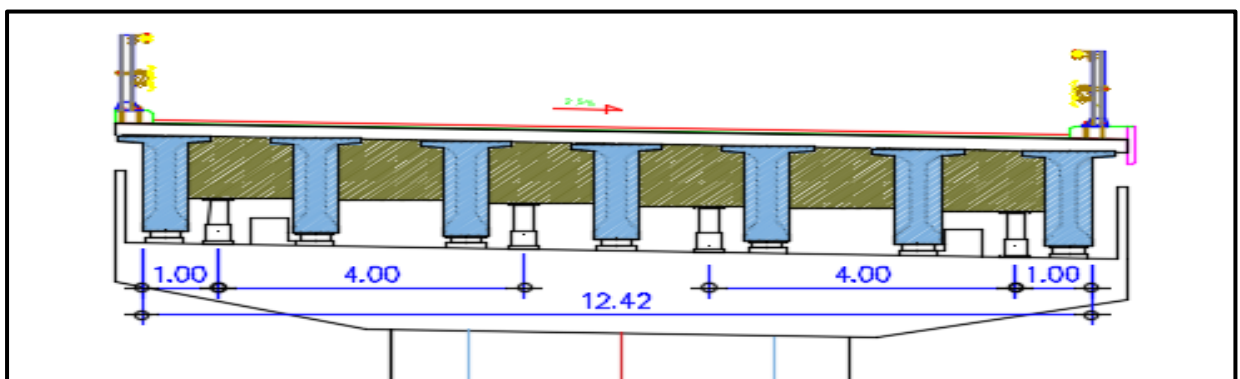


Figure VIII. 7. Position des vérins

VIII.4.1. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie, 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 : $G_{\text{tablier}} = 337,67 \text{ KN/ml}$.

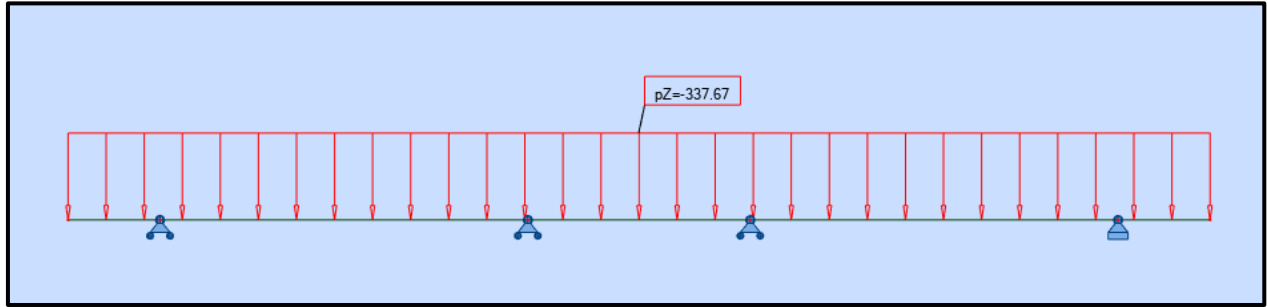


Figure VIII. 8. Modélisation de l'entretoise

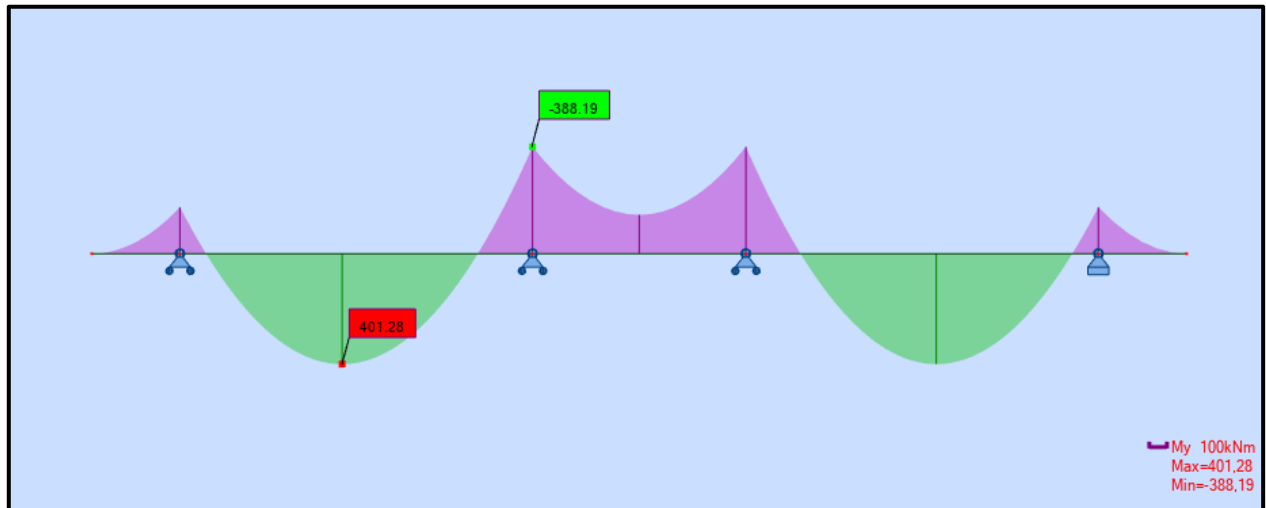


Figure VIII. 10. Diagramme de moment pour l'entretoise

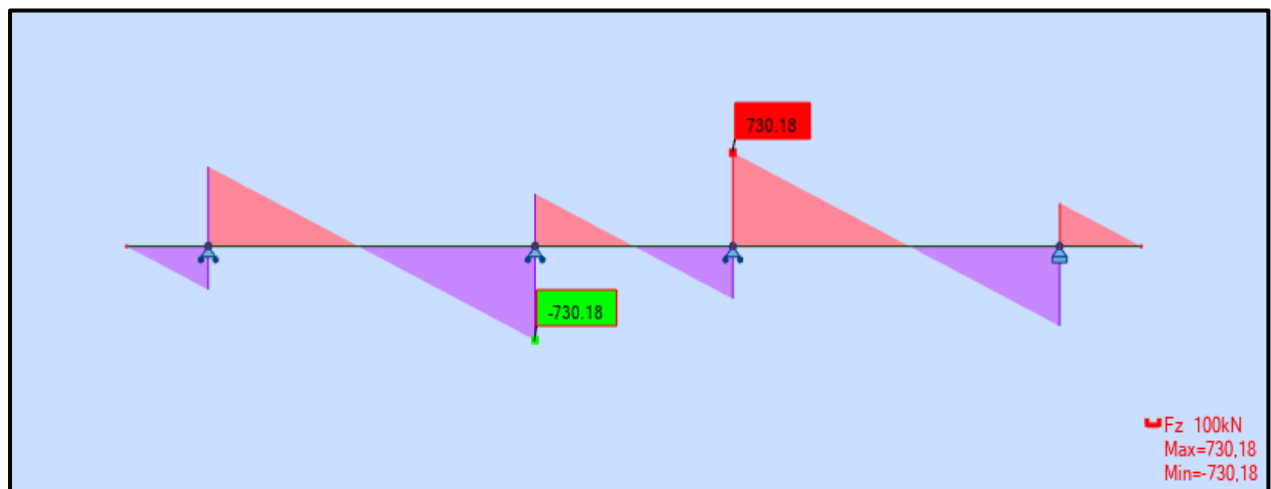


Figure VIII. 9. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise

VIII.4.2. ferrailage de l'entretoise

Les résultats de ferrailage transversal de l'entretoise sont calculés à l'aide du logiciel **ROBOT expert**

- **Ferrailage nappe supérieure**
 - Armatures principales : $A_s = 8,0 \text{ cm}^2$
On opte pour 3 HA20 ; Avec un espacement de 10cm
 - Armatures de peau :
Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s on opte pour 3HA12 ; avec un espacement de 30 cm
- **Ferrailage nappe inférieure**
 - Armatures principales : $A_s = 8,3 \text{ cm}^2$
On opte pour 3 HA20 ; Avec un espacement de 10cm
 - Armatures de peau :
Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s on opte pour 3HA12 ; avec un espacement de 30 cm
- **Cadres transversales**
On opte pour des cadres de HA12 ; Avec un espacement de 20 cm

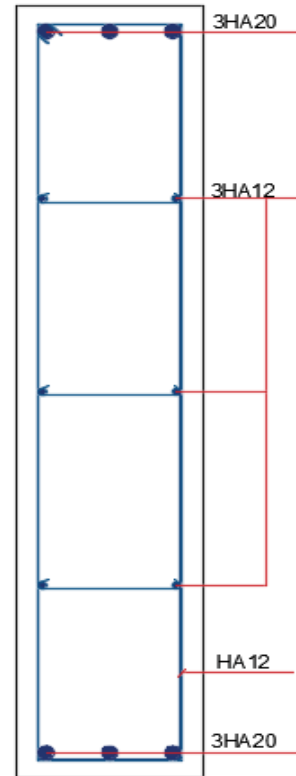


Figure VIII. 11. Ferrailage de l'entretoise



CHAPITRE IX

Etude sismique et équipements du tablier



IX.1. INTRODUCTION

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible vu qu'il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque acceptable, aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations (fissurations, destruction de certains éléments non structuraux).

IX.2. CLASSIFICATION ET DONNEE DU RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes, et comme il est mentionné dans le chapitre I, il s'agit d'un pont :

- De groupe deux (2) : pont important
- Situé dans la zone II a : activité sismique moyenne
- Accélération sismique $a = 0.20 g$

IX.2.1. Catégorie et classification du site

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des

Tableau IX. 1. Caractéristiques géotechniques du sol selon et son catégorie RPOA

Cat	Description	$\bar{q}_c$ (MPa) (c)	$\bar{N}$ (d)	$\bar{p}_l$ (MPa) (e)	$\bar{E}_p$ (MPa) (e)	$\bar{q}_u$ (MPa) (f)	$\bar{V}_s$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)	--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	

couches de sols qui les constituent, le tableau suivant montre comment déterminer la classe de notre sol :

D'après les données de l'étude géotechnique on aura les moyennes harmoniques de la pression limite pressiomètre et le module pressiomètre dans chaque un des 6 forages établies

Tableau IX. 2. Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques

Forage	Pression limite P_l (MPa)	Module pressiomètre E_p (MPa)
BH-589	2.902	23.24
BH-590	2.65	20.45
BH-591	4.68	135.5
BH-592	4.91	179.2
BH-593	3.91	71.6
BH-594	4.35	239.6

Donc d'après le RPOA, il est recommandé de prendre la catégorie du site comme un site de catégorie **S2** (site ferme).

IX.3. APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales et horizontales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

IX.3.1. Choix des appareils d'appuis

Dans le marché, il existe plusieurs types des appareils d'appuis, comme les élastomères frettés et les appareils à pots qui représentent un grand pourcentage de l'utilisation (environ de 90%).

Dans notre ouvrage on choisit les appareils en élastomères frettés, qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

Les appareils choisis se constituent par n couche des feuillets d'élastomères et n+1 des frettes métalliques ainsi qu'un enrobage d'élastomères de 2.5 cm au minimum.

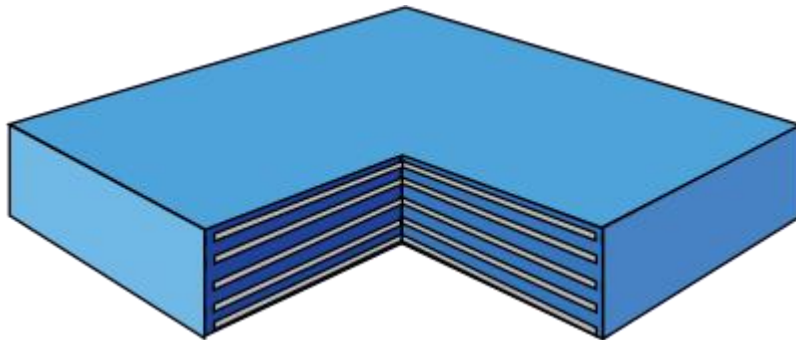


Figure IX. 1. Appareil d'appui en élastomères frette

IX.3.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

➤ Dimensionnement en plan :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU et L'ELS :

$$\frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

- a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- R_{max} : Réaction d'appui maximale à L'ELU **$R_{max} = 1.456 \text{ MN}$**
- σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max} .

D'où : $a \times b \geq 700 \text{ cm}^2$

On prend **a = 350 mm** et **b = 300 mm**.

➤ **Epaisseur de l'appareil d'appui T**

En respectant la condition de non-flambement : $b/10 \leq T \leq b/5$

$$30 \text{ mm} \leq T \leq 60 \text{ mm}$$

➤ **Dimensionnement des frettes**

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 16 \text{ MPa}$ $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8,1$

Tel que G : le module de cisaillement conventionnel des élastomères, **G=0,9 MPa**.

Par application numérique on aura :

$$t_s > 2,21 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Donc on prend **$t_s = 3 \text{ mm}$**

➤ **Feuilles d'élastomères**

D'après l'annexe 4 du guide SETRA des appareils d'appui en élastomères frettée on aura pour a x b un **$t_i = 10 \text{ mm}$**

❖ Donc l'appareil d'appui va prendre les dimensions suivantes :

- Feuillet d'élastomère $t_i = 10 \text{ mm}$
- Frettes métalliques de $t_s = 3 \text{ mm}$
- Enrobage des chants : 4 mm
- Enrobage extérieur : 2,5 mm
- Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2 e = 60 \text{ mm}$
- Épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2 e = 45 \text{ mm}$

IX.4. L'ANALYSE SISMIQUE

L'analyse sismique d'un pont se fait par l'un des deux méthodes, l'analyse spectrale monomodale ou l'analyse des spectres de réponse. Il existe d'autres méthodes qui sont utilisées pour l'objet des justifications scientifiques.

IX.4.1 choix de la méthode d'analyse sismique

L'utilisation de la méthode spectrale monomodale nécessite la vérification de certaines conditions, sinon on utilise la méthode des spectres de réponses

➤ La courbure :

L'ouvrage présente un faible rayon de courbure, donc un faible angle balayé en plan par la tangente à l'axe (3,35 degrés) donc la condition est vérifiée

➤ Le biais

Le viaduc possède une très faible biais ($\theta=99.43$ degrés) donc la condition est vérifiée

➤ Les masses

La masse de l'infrastructure doit être inférieure à 43% de la masse du tablier

Tel que

- Le poids total des appuis (fut et cheville) est M_p : **3 940 371 kg**
- Le poids du tablier est M_t : **5 381 831 kg**

$43\% M_t = 2 314 187$ elle est supérieure à M_p .

➤ La symétrie transversale

On n'est pas besoin d'être vérifié la symétrie transversale car la condition des masses est vérifiée

- ❖ Donc la condition des masses **n'est pas vérifiée**. On ne peut pas utiliser la méthode spectrale monomodale. On utilise la méthode dynamique linéaire (Méthode du spectre de réponse)

IX.4.2 Analyse dynamique linéaire - méthode des spectres de réponses

La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

L'analyse se fait en plusieurs étapes, la modélisation, la définition des cas de chargements, l'analyse modale, l'analyse spectrale, calcul des sollicitations sismiques...etc.

IX.4.2.1 modélisation du viaduc

L'analyse dynamique linéaire se fait directement en utilisant des logiciels comme SAP2000, ETABS, Robot..., dans notre cas, le programme utilisé pour la modélisation est Robot V13.0 tel que :

- Les culées sont considérées infiniment rigides donc en tenant compte que la rigidité des appareils d'appuis des culées

- Les appuis sont reliés à partir des nœuds compatibles qui relient entre les chevêtres et les poutres (qui représentent les appareils d'appuis)
- Selon le RPOA le viaduc est considéré comme vide, donc on ne prend en considération que des charges permanentes.

➤ **Calcul des raideurs des appareils d'appuis**

La raideur des appuis est donnée par la formule suivante : $K_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$

Tel que :

- G : coefficient de dilatation dynamique (G=1,2).
- a et b sont les dimensions de l'appareil d'appui et T son épaisseur

Après l'application numérique on aura $K_{A-App} = 2,8 \text{ MN/m}$

➤ **Le taux d'amortissement**

RPOA a donné des valeurs de taux d'amortissement selon le matériau utilisé, pour le béton armé, le taux d'amortissement à prendre est $\xi = 5 \%$

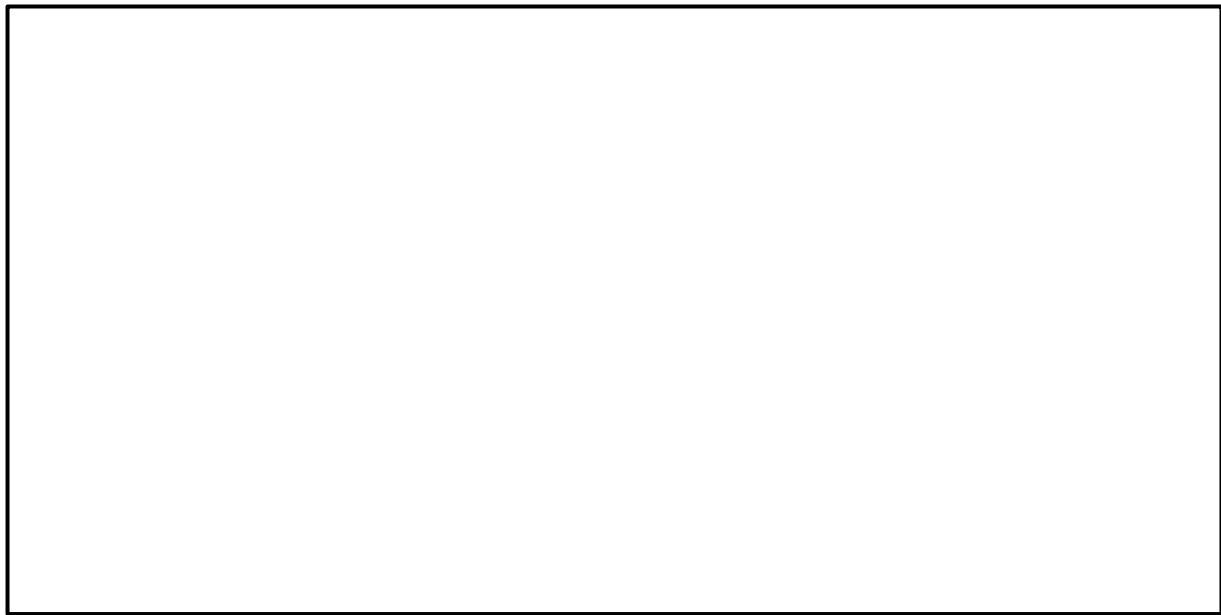


Figure IX. 2. Vue en 3D du viaduc

IX.4.2.2 l'analyse modale

On lance une analyse modale à l'aide du programme Robot V13.0, tel que selon le RPOA, on inclut que les charges permanentes (charges du au poids propre et équipements), on aura les périodes propres principales suivants après 100 modes pour avoir une participation supérieure à 90% (voir l'annexe C) :

- T = 1,24 s dans le sens longitudinal avec une participation de la masse modale de 54,32 %
- T = 1,02 s dans le sens transversal avec une participation de la masse modale de 31,52 %

IX.4.2.3 Spectres de réponses

Pour les deux sens longitudinal et transversal on utilise le spectre de réponse suivant obtenue à l'aide du logiciel Robot :

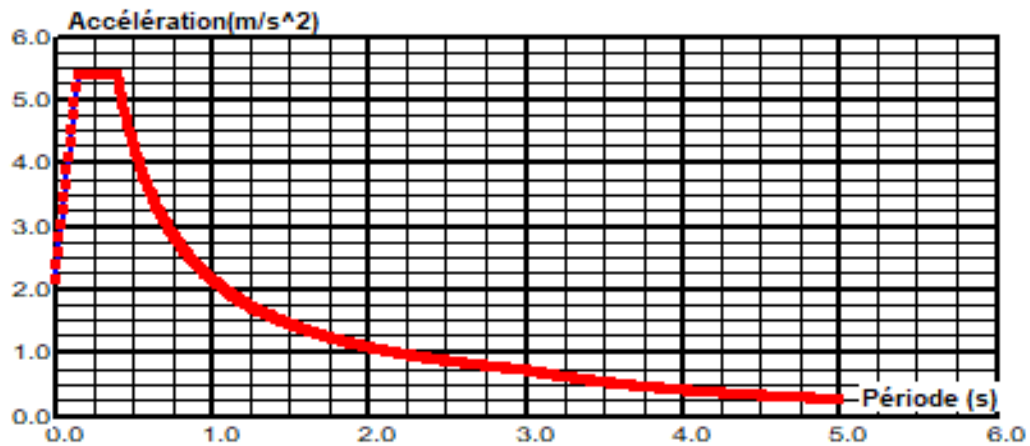


Figure IX. 3. Spectre de réponse horizontal

IX.4.2.4 combinaisons des composantes de l'action sismique

Après l'application du séisme au model dynamique linéaire utilisé on aura les composantes des efforts sismique longitudinales et transversales (voir l'annexe B)

Les combinaisons des actions sismiques ont été faites pour tenir en compte l'incertitude directionnelle du séisme, Les effets de ces composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $E = E_x \pm 0.3 E_y$
- $E = E_y \pm 0.3 E_x$

Les résultats de la combinaison dans les piles les plus grandes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX. 3. Combinaison des composantes d'action sismique dans la pile 4

Direction d'effort	Coef de E_x	Coef de E_y	M_x (MN.m)	M_y (MN.m)	F_x (MN)	F_y (MN)
E_{max} (long)	1	+0.3	8,346	32,324	1,947	0.502
E_{min} (long)	1	-0.3	-7,556	32.054	1,931	-0,455
E_{max} (trans)	+0.3	1	26,623	10,107	0.608	1.603
E_{min} (trans)	-0.3	1	26.386	-9.206	-0.554	1.589

Tableau IX. 4. Combinaison des composantes d'action sismique dans la pile 4

Direction d'effort	Coef de E_x	Coef de E_y	M_x (MN.m)	M_y (MN.m)	F_x (MN)	F_y (MN)
E_{max} (long)	1	+0.3	32,65	70,595	2,292	1,054
E_{min} (long)	1	-0.3	-28,022	69,584	2,248	-0,905

E _{max} (trans)	+0.3	1	101,815	23,373	0,755	3,289
E _{min} (trans)	-0.3	1	100,427	-18,789	-0,607	3,244

Les combinaisons des autres piles sont dans l'annexe B

IX.5. EQUIPEMENTS DE TABLIER

IX.5.1. Vérification des appareils d'appuis

Le règlement parasismique RPOA exige des vérifications des appareils d'appuis concernant la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

➤ Vérification des appareils d'appuis à la résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$

$\sigma_m = 1,4 / (0,35 \times 0,3) = 13,33 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$ **condition vérifié**

➤ Vérification des appareils d'appuis à la sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s P_u < P_c$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4.G.B.S^2 \cdot d/h$$

Avec :

- B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$),
- d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,
- h : hauteur totale de l'appareil d'appui,
- G : module de cisaillement,
- S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$P_c = 4 \times 0,9 \times 0,13 \times 8,08^2 \times 0,012 / 0,055 = 5,34 \text{ MN}$$

$$\gamma_s P_u = 3 \times 1,4 = 4,2 \text{ MN}$$

$\gamma_s P_u < P_c$ **condition vérifié**

➤ **Vérification des appareils d'appuis vis-à-vis à la distorsion**

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Pour $P = P_u/P_c \leq 0,25$: $\delta \leq 0,7 + 4(\delta_o - 0,7)(0,25 - p)$
 $\delta_o = c/h_c$, borne par $[0,7 < \delta_o < 2]$
 c : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire,
 h_c : épaisseur totale d'élastomère.
- Pour $P \geq 0,25$: $\delta \leq 1,4(1-2p)$

$$P = P_u/P_c = 0,27 \geq 0,25$$

$$\delta = (10,4 - 6,7)/6 = 0,62$$

$$\delta_c = 1,4(1 - 2P) = 0,64$$

$$\delta \leq \delta_c \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification des appareils d'appuis vis-à-vis au glissement**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme selon les combinaisons définies

On vérifiera : $H < f N$

Où :

- H : l'effort horizontal,
- N : l'effort de compression vertical,
- f : le coefficient de frottement.

f a pour expression : $f = 0,10 + 0,60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée, on ajoute débutée métallique.

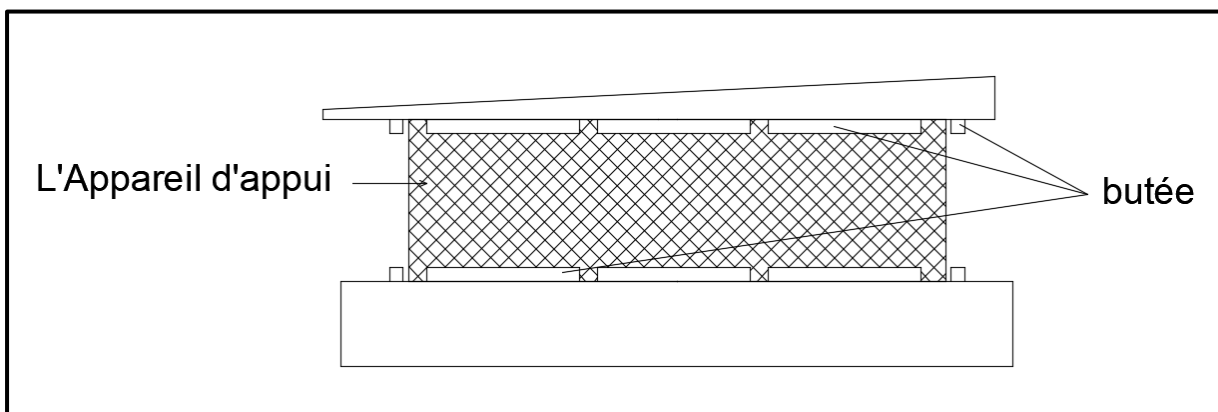


Figure IX. 4. Débutée pour l'appareil d'appui

IX.5.2. Dé d'appuis

Le dé d'appuis permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.5.2.1. Dimensionnement du dé d'appuis

Dimension de l'appareil d'appui $a \times b = 35 \times 30$ cm.

$$H_{dap} \geq \frac{a \times b}{2(a+b)} = 8,08 \text{ cm}$$

On prendre $H_{dap} = 0,1$ m

$$a_1 \geq a + H/2 \quad a_1 \geq 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq b + H/2 \quad b_1 \geq 35 \text{ cm}$$

Donc on à prendre les dimensions du dé d'appuis : $a_1 = 50$ cm ; $b_1 = 40$ cm

IX.5.2.2. Ferrailage du dé d'appuis

➤ Armatures de chainage

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{MAX}$

$$A_C = 0,25.N_{max}/\sigma_s$$

N_{MAX} étant l'effort maximum

$$N_{MAX} = 1,4 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_C = 8,05 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}16$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

➤ Armateurs horizontal

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5 % de la même descend de charge

$$A_h = 0,125 \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_h = 4,03 \text{ cm}^2$$

On apprendre 4 HA12

➤ Frette supérieure

Elle placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées

$$A_s = 0,04 \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_s = 1,29 \text{ cm}^2$$

On apprendre 2HA10

➤ Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, dispose à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui

$$A_i = 0,1 \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_i = 3,22 \text{ cm}^2$$

On apprendre 3HA12

IX.5.3. Joint de chaussée

Un joint est nécessaire sur un pont, un viaduc ou une passerelle dans tous les cas où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation

$$W = W_D + 0,3W_T + W_s/3$$

$$W = 4,6 \text{ cm}$$

On a choisi le type de joint de chaussée WD60

Avec :

W : souffle total du joint

W_D : souffle des déformations différées

W_s : souffle sismique

W_T : souffle thermique

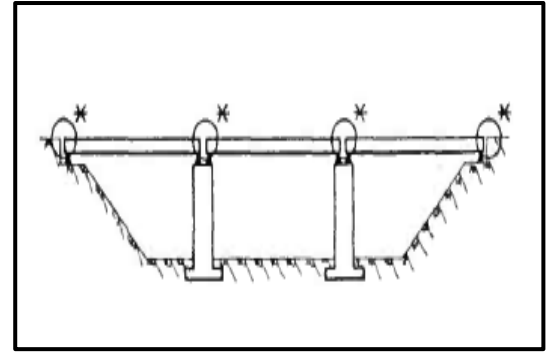


Figure IX. 5. Exemples de structures comportant un joint de chaussée.

IX.6. CONCLUSION

L'étude sismique est indispensable pour la réalisation des ponts surtout dans une zone sismique a sismicité élevée, vu qu'elle permet d'estimer des efforts importants sollicites les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis.



CHAPITRE X

Etude de la pile



X.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

X.2. ETUDE DE CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux piles et généralement sollicite par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

X.2.1. Dimensionnement à la flexion

La modélisation du chevetre est faite à l'aide de logiciel ROBOT

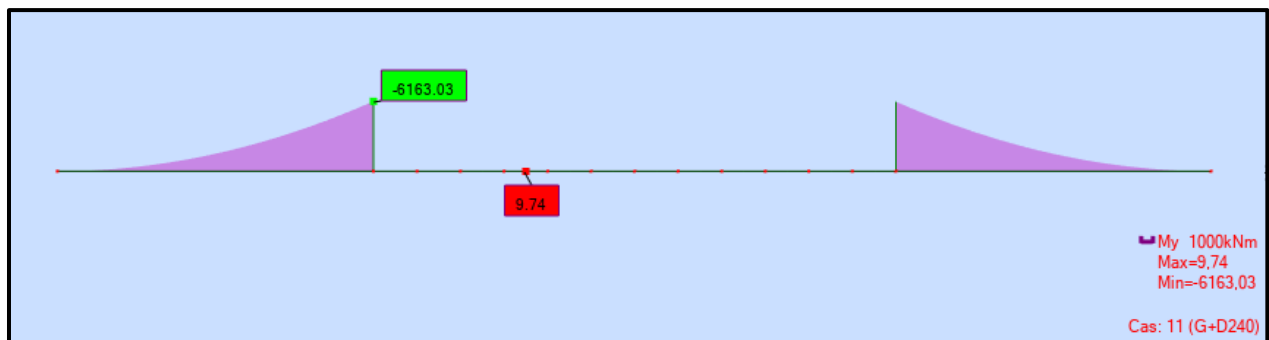


Figure.X. 1. Les moments Max ELS sur le chevetre

- Armature longitudinal de nappe supérieure de chevetre
Avec Robot expert $A_s = 82,6 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 17 HA25 ($A_s = 83,45 \text{ cm}^2$)
- Armature longitudinal de nappe inférieure de chevetre
Le moment à la nappe inférieure est nul donc on a ferraille par le ferrailage de construction $1/3 A_s$, on prend 17 HA16
- Armature latéral
Le ferrailage de construction $1/3 A_s$, on prendre HA16 pour espacement de 20cm

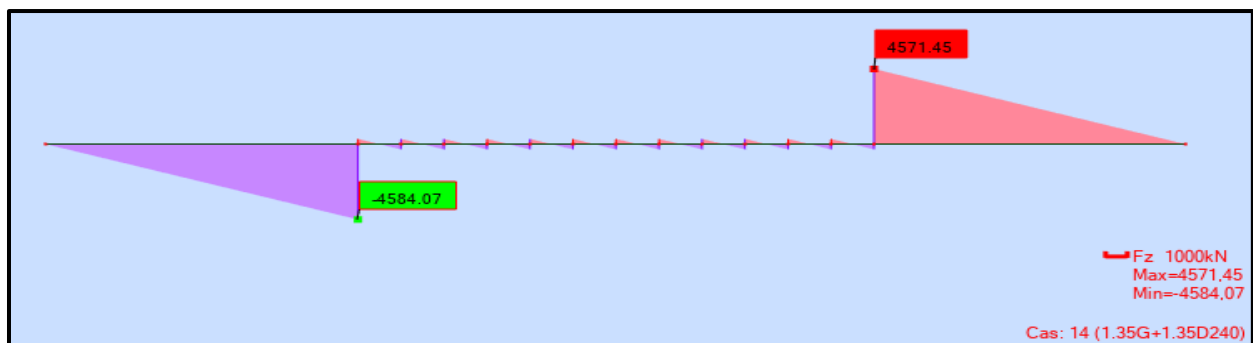


Figure.X. 2. Effort tranchant Max ELU sur le chevetre

X.2.2. Armatures transversales

Avec Robot expert : 1Cadre de HA16, espacement = 15cm dans zone critique et 20 cm dans la zone courante.

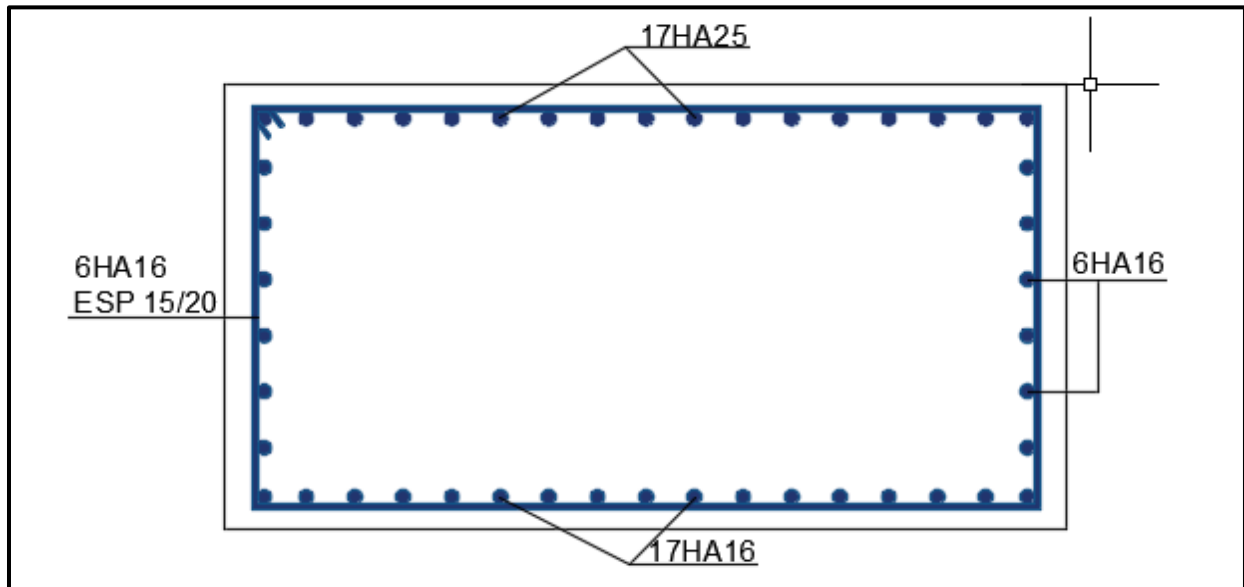


Figure.X. 3. Ferraillage de chevêtre

X.3. ETUDE DES PILES

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure. Le ferraillage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur $\beta = b / 2 (b + h)$).

X.3.1. ferraillage des piles 1-2 :**X.3.1.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile**

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau X. 1. Évaluation des efforts statiques de la pile 2

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
Voile	3901,00	/	0,00	8,30	0,00	
Chevêtre	1366,41	/	0,00	17,43	0,00	
G Tablier	8948,49	/	0,00	18,25	0,00	
Hf+r	/	137,45	/	18,25		2508,37

HT°	/	86,59	/	18,25		1580,27
(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1120,94	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1086,58	/	0,00	/	0,00	/
D240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
ST	52,50	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	97,50	/	18,25	/	1779,40
Bc	/	360,00	/	18,25	/	6570,00

Tableau X. 2. Évaluation des efforts statiques à l'ELS de la pile 2

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	14215,89	189,40	4088,65	0,00	4088,65
G+1.2Al+ST	16244,87	306,40	6223,93	0,00	6223,93
G+1.2Bc+ST	15613,52	621,40	11972,65	0,00	11972,65
G+Mc120	15302,47	189,40	4088,65	0,00	4088,65
G+D240	15994,72	189,40	4088,65	0,00	4088,65

Sollicitations les plus défavorables : $M_{\max} = 11972,65 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 15613,52 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 621,40 \text{ KN}$$

Tableau X. 3. Évaluation des efforts statiques à l'ELU de la pile 2

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	19191,46	263,48	2133,37	0,00	2133,37
1.35G+1.6Al+1.6ST	21910,76	419,48	4980,42	0,00	4980,42
1.35G+1.6Bc+1.6ST	21068,95	839,48	12645,37	0,00	12645,37
1.35G+1.35Mc120	21592,87	263,48	2133,37	0,00	2133,37
1.35G+1.35D240	19262,33	263,48	2133,37	0,00	2133,37

Sollicitations les plus défavorables : $M_{\max} = 12645,37 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 21068,95 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 839,48 \text{ KN}$$

Tableau X. 4. Évaluation des efforts sismique à l'ELA de la pile 2

	N (KN)	m _x (KN.m)	m _y (KN.m)
G+Ex+0,3Ey+0,4T+D	13134,75	8451,33	32364,81
G+Ey+0,3Ex+0,4T+D	13134,75	26728,26	10147,65

Sollicitations les plus défavorables : M_x = 8451,33 KN.m ; M_y = 32364,81 KN.m

$$N_{cor} = 13134,75 \text{ KN}$$

X.3.1.2. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 70, pour que y'a pas les risque de flambement

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute $l_f = 2 L_0$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute

S : la section transversale de la pile

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Application numérique :

$$I_y = 37.533 \text{ m}^4 ; I_x = 6.898 \text{ m}^4 ; S = 9.4 \text{ m}^2$$

$$i_y = 1,998 \text{ m} ; i_x = 0,857 \text{ m}$$

$$l_f = 2 \times 16,6 = 33,2 \text{ m}$$

$$\lambda_x = l_f / i_x \rightarrow \lambda_x = 38,74 < 70 ; \text{ pas de risque de flambement a x-x}$$

$$\lambda_y = l_f / i_y \rightarrow \lambda_y = 16,62 < 70 ; \text{ pas de risque de flambement a y-y}$$

X.3.1.3. Calcul du ferrailage

Vu que les sollicitations sismique est très important et les combinaisons de l'ELA sont supérieurs a les combinaisons de l'ELS et l'ELU donc on a utilisé les combinaisons de l'ELA.

➤ Sous moment de flexion oblique

Il faut d'abord la section de pile vérifié la condition d'orientation :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0,16 < 0,22 \text{ et } 0,22 < 0,24$$

Donc la condition d'orientation est vérifiée

tx et **ty** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.
h et **b** : sont les grandes dimensions de la section (h= 6m et b= 2,5m).

A la base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal **N** et deux moments de flexion **M_x** et **M_y**.

Pour le calcul de la section des armaturé on utilise les Abaques **WALTHER** (sections creuse) pour le dimensionnement des sections en béton armé

$$\eta = m_x / m_y$$

η : rapport des moments relatifs

m_x, **m_y**, **n** : efforts intérieurs relatifs

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{h \times b^2 \times f_{c28}} ; n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

Application numérique :

$$m_x = \frac{8451,33}{2,5 \times 6^2 \times 27 \times 10^3} = 0,0035$$

$$m_y = \frac{32364,81}{6 \times 2,5^2 \times 27 \times 10^3} = 0,032$$

$$n = \frac{13134,75}{2,5 \times 6 \times 27 \times 10^3} = 0,0324$$

A l'aide des abaques de WALTHER

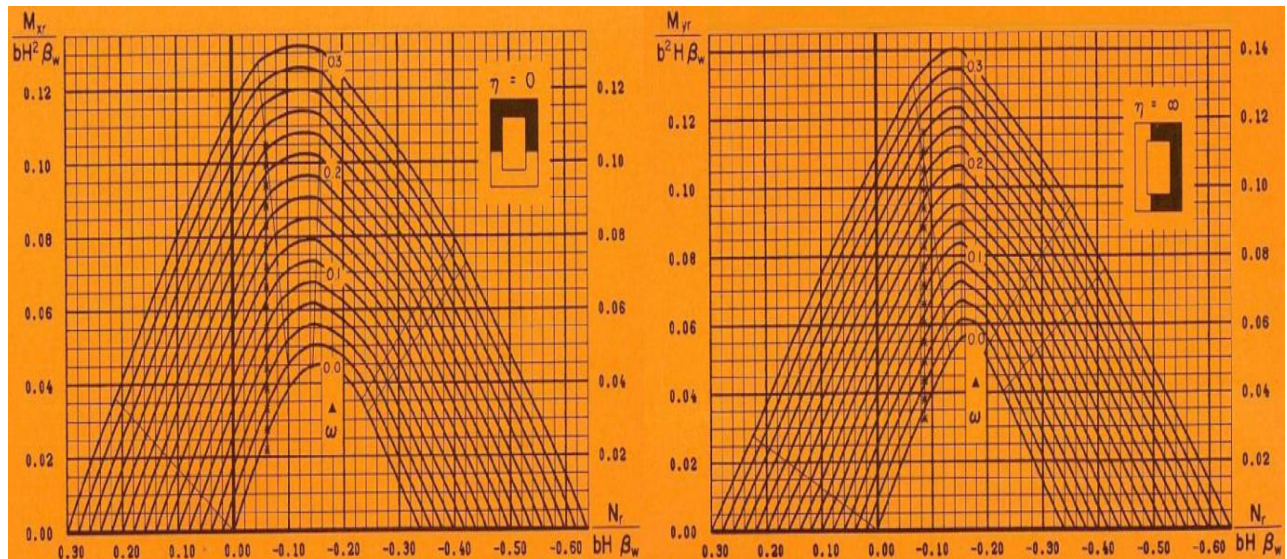


Figure.X. 4. Abaques de WALTHER

- Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0,116$)

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,113 \times 2,5 \times 6 \times 27 \times 10^4}{500} = 939,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 187,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 281,88 \text{ cm}^2$$

- Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0,035$)

$$F_a = \frac{0,035 \times 2,5 \times 6 \times 27 \times 10^4}{500} = 283,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 56,7 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 85,05 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage maximale choisie :

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 187,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 281,88 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

Coté b (transversal) : 2 nappes de 19HA25/coté et espacement de 15cm

Coté h (longitudinale) : 2 nappes de 28HA25/coté et espacement de 20cm

Condition de non fragilité

$$A_{s-\min} \geq 0,23 h \times b \times f_{tj} / f_e \Rightarrow A_{s-\min} \geq 186,3 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Ferrailage transversal**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (\text{mm})}{100}$$

S_t : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$$S_t = \text{Min } (24\varnothing_t ; 8\varnothing_l ; 0.25d), \text{ tel que } d \text{ est la hauteur utile.}$$

$$\varnothing_t = 16 \text{ mm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

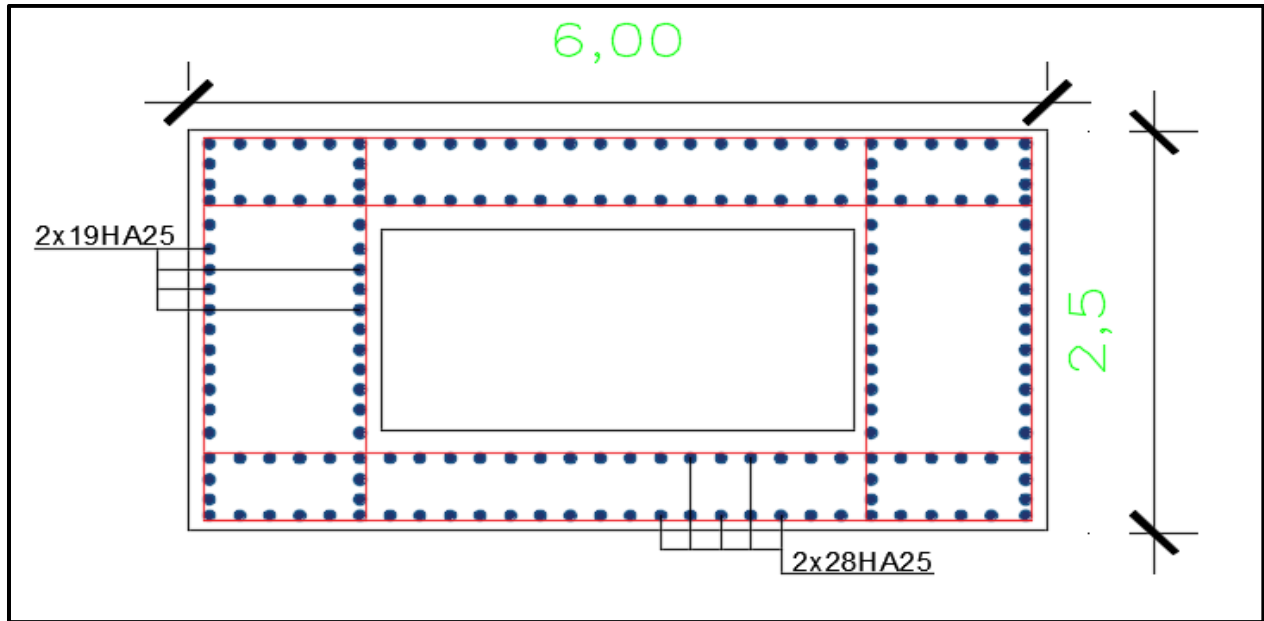


Figure.X. 5. Ferrailage des piles 1-2 a la base

X.3.2. ferrailage des piles 3-4-5 :

X.3.2.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Tableau X. 5. Évaluation des efforts statiques de la pile 4

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FH/o} (KN.m)
voile	9949,80	/	0,00	15,45	0,00	
Chevêtre	1639,69	/	0,00	31,73	0,00	
G Tablier	8948,49	/	0,00	32,55	0,00	
Hf+r	/	137,45	/	32,55		4473,83
HT°	/	86,59	/	32,55		2818,52
(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1120,94	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1086,58	/	0,00	/	0,00	/
D240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
ST	70,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	97,50	/	32,55	/	3173,68
Bc	/	360,00	/	32,55	/	11718,00

Tableau X. 6. Évaluation des efforts statiques à l'ELS de la pile 4

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	20537,98	224,04	7292,35	0,00	7292,35
G+1.2AI+ST	22584,45	341,04	11100,76	0,00	11100,76
G+1.2Bc+ST	21953,10	656,04	25162,36	0,00	25162,36
G+Mc120	21624,55	224,04	7292,35	0,00	7292,35
G+D240	22316,80	224,04	7292,35	0,00	7292,35

Sollicitations les plus défavorables : $M_{\max} = 25162,36 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 21953,1 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 656,04 \text{ KN}$$

Tableau X. 7. Évaluation des efforts statiques à l'ELU de la pile 4

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	27726,27	116,90	3805,00	0,00	3805,00
1.35G+1.6AI+1.6ST	30473,57	272,90	8882,88	0,00	8882,88
1.35G+1.26B+1.6ST	29631,76	692,90	22553,80	0,00	22553,80
1.36G+1.35Mc120	30127,68	116,90	3805,00	0,00	3805,00
1.35G+1.35D240	27820,77	116,90	3805,00	0,00	3805,00

Sollicitations les plus défavorables : $M_{\max} = 22553,8 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 29631,76 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 692,9 \text{ KN}$$

Tableau X. 8. Évaluation des efforts sismique à l'ELA de la pile 4

	N (KN)	m_x (KN.m)	m_y (KN.m)
G+Ex+0,3Ey+0,4T+D	19559,99	32735,56	70963,16
G+Ey+0,3Ex+0,4T+D	19559,99	101900,91	23377,37

Sollicitations les plus défavorables : $M_x = 101900,91 \text{ KN.m}$; $M_y = 23377,37 \text{ KN.m}$

$$N_{\text{cor}} = 19559,99 \text{ KN}$$

X.3.2.2. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 70, pour que y'a pas les risque de flambement

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Application numérique :

$$I_y = 49.631 \text{ m}^4 ; I_x = 12.408 \text{ m}^4 ; S = 12.88 \text{ m}^2$$

$$i_y = 1,963 \text{ m} ; i_x = 0,982 \text{ m}$$

$$l_f = 2 \times 30,9 = 61,8 \text{ m}$$

$$\lambda_x = l_f / i_x \rightarrow \lambda_x = 62,92 < 70 ; \text{ pas de risque de flambement a x-x}$$

$$\lambda_y = l_f / i_y \rightarrow \lambda_y = 31,48 < 70 ; \text{ pas de risque de flambement a y-y}$$

X.3.2.3. Calcul du ferrailage

Vu que les sollicitations sismique est très important et les combinaisons de l'ELA sont supérieurs a les combinaisons de l'ELS et l'ELU donc on a utilisé les combinaisons de l'ELA.

➤ Sous moment de flexion oblique

Il faut d'abord la section de pile vérifié la condition d'orientation :

$$\frac{ty}{h} \leq \frac{tx}{b} \rightarrow 0,23 \leq 0,23 \text{ et } 0,23 < 0,24$$

Donc la condition d'orientation est vérifiée

$$\eta = m_x / m_y$$

η : rapport des moments relatifs

m_x, m_y, n : efforts intérieurs relatifs

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{h \times b^2 \times f_{c28}} ; n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

Application numérique :

$$m_x = \frac{101900,91}{3 \times 6^2 \times 27 \times 10^3} = 0,035$$

$$m_y = \frac{23377,37}{6 \times 3^2 \times 27 \times 10^3} = 0,016$$

$$n = \frac{19559,99}{3 \times 6 \times 27 \times 10^3} = 0,040$$

A l'aide des abaques de WALTHER

- Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0,08$)

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,08 \times 3 \times 6 \times 27 \times 10^4}{500} = 777,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 155,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 233,28 \text{ cm}^2$$

- Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0,12$)

$$F_a = \frac{0,12 \times 3 \times 6 \times 27 \times 10^4}{500} = 1069,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 213,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 320,76 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage maximale choisie :

$$A_s (\text{coté } b) = 0,2 \times F_a = 213,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0,3 \times F_a = 320,76 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

Coté b (transversal) : 2 nappes de 22HA25/coté et espacement de 15cm

Coté h (longitudinale) : 2 nappes de 33HA25/coté et espacement de 20cm

Condition de non fragilité

$$A_{s-\min} \geq 0,23 h \times b \times f_{tj} / f_e \Rightarrow A_{s-\min} \geq 209,56 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Ferrailage transversal**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (\text{mm})}{100}$$

S_t : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$$S_t = \text{Min} (24\varnothing_t ; 8\varnothing_l ; 0.25d), \text{ tel que } d \text{ est la hauteur utile.}$$

$$\varnothing_t = 16 \text{ mm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

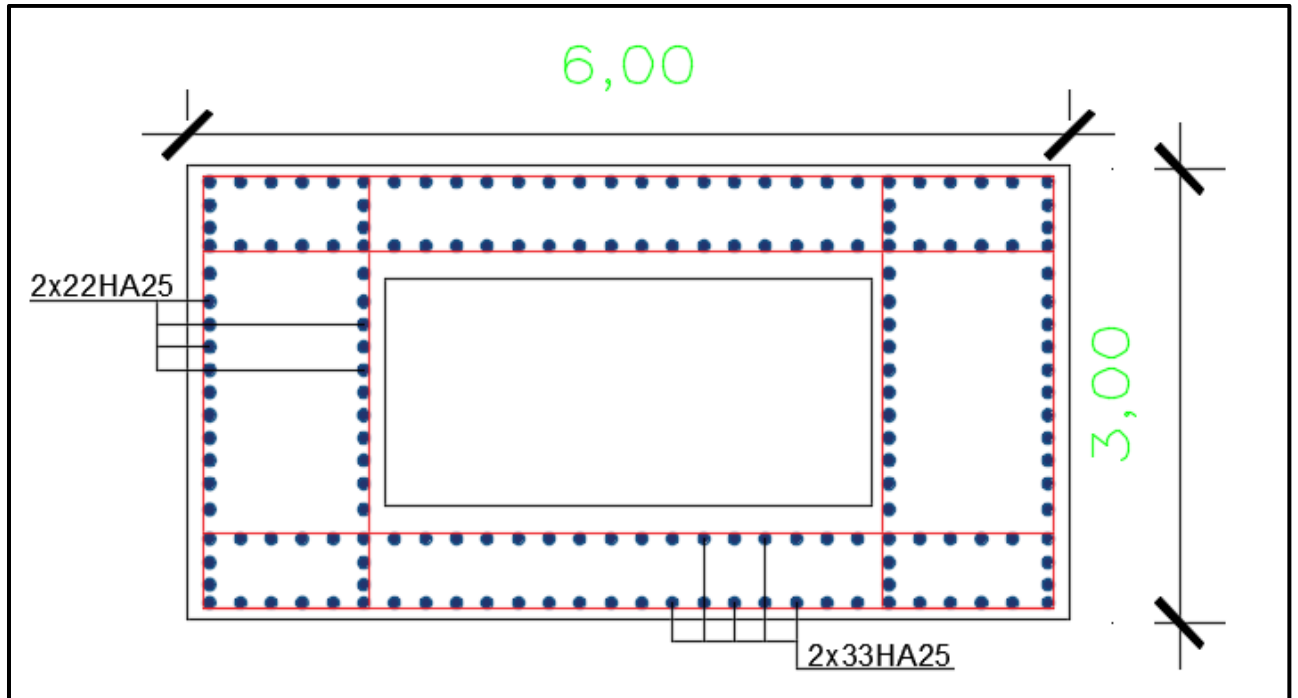


Figure.X. 6. Ferrailage des piles 3-4-5 a la base

X.4. ETUDE DES SEMELLES

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau X. 9. Dimensions des semelles

Dimensions	Les semelles pour piles 1-2 (avec pieux)	Les semelles pour piles 3-4-5 (sans pieux)
La longueur (L)	13,25 m	13,25 m
Hauteur (H)	2,5 m	2,5 m
Largeur (B)	9,2 m	12 m

X.4.1. les semelles pour piles 1-2 (avec pieux)

X.4.1.1. Evaluation des efforts

$$\text{ELS : } N_{\max} = 2,499 \text{ MN}$$

$$\text{ELU : } N_{\max} = 3,141 \text{ MN}$$

$$\text{ELA : } N_{\max} = 6,51 \text{ MN}$$

X.4.1.2. Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

$h = H - d'$; $d' = 10 \text{ cm}$; L : entraxe entre les pieux = 3,4 m

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 65,91^\circ > 45^\circ \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,075 \text{ m} < 2,4 \text{ m} \quad \text{vérifiée}$$

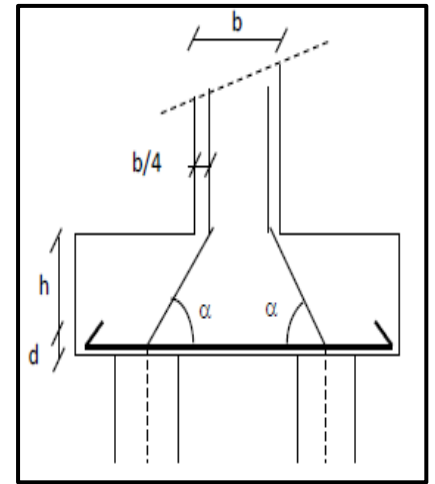


Figure.X. 7. Coupe transversal d'une semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale a :

$$A_s = \frac{N}{\overline{\sigma_s}} - \frac{L}{2} \frac{b}{4h}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} F_e$$

Application numérique :

$$\text{ELS : } N_{\max} = 2,499 \text{ MN}$$

$$\text{ELA : } N_{\max} = 6,51 \text{ MN}$$

$$\overline{\sigma_s}\text{-ELS} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s}\text{-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s\text{-ELS} = 33,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s\text{-ELA} = 58,32 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 3,7 \text{ m}$

$$A_s = 58,32/3,7 = 15,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ soit } 6 \text{ HA20/ml avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures longitudinales inférieure

Pour assurer la transmission des efforts entre le voile et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

$$A_r = \frac{1}{2} A_s = 7,88 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ soit } 6 \text{ HA14/ml avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales supérieure

$$A_2 = \frac{1}{3} A_s = 5,25 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit 5 HA12 avec } St = 25 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieure

$$A_3 = \frac{1}{4} A_s = 3,94 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit 5 HA12 avec } St = 25 \text{ cm}$$

- Armatures latérales

$$A_4 = \frac{1}{10} A_s = 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit 5 HA12 avec } St = 25 \text{ cm}$$

X.4.2. les semelles pour piles 3-4-5 (semelles superficielles)

D'après le rapport géotechnique fournir par MAPA on a dans ce partie de l'ouvrage le type de sol roche, le mode de fondation préconisé pour les appuis de pile 3-4-5 est du type superficiel.

Cette semelle subit aux efforts suivant :

$$N = 29\,497,5 \text{ KN}; M_y = 110\,164,24 \text{ KN.m} ; M_x = 25\,239,32 \text{ KN.m}$$

X.4.2.1. Dimensionnement de la fondation

L'effort normal de dimensionnement des fondations superficielles est celui calculé à l'ELS, là où le béton est supposé non fissuré (pour éviter toute agressivité du sol qui provoque la corrosion des armatures), par contre la section de ferrailage doit être déterminée à l'ELU.

Dans le cas où la semelle est sollicitée par l'effort normal N et le moment M , on peut considérer que N est excentrée de ($e = \frac{M}{1,1 \times N}$) du centre de gravité passant par l'axe neutre de la pile.

- **Direction de faible coté b**

Pour que la semelle soit stable il faut : $e = 0,78 \text{ m} < B/4$ (condition de stabilité) ➡ on pose $B = 12 \text{ m}$; $e > A/6$ ➡ 2,2 N tombe à l'intérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes généré sur l'interface de la semelle est en trapèze.

❖ Vérification des contraintes du sol

$$\sigma_{3/4} = \frac{1,1 \times N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \leq \sigma^*$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 750 \text{ kpa}$$

$$\sigma^* = k \sigma_{\text{sol}} = 1,5 \times 750 = 1125 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{3/4} = 243,76 \text{ kpa}$$

Condition $\sigma_{3/4} < \sigma^*$ est vérifié

- $\sigma_{3/4}$: la contrainte à l'interface de la semelle à une distance
- σ_{sol} : la contrainte admissible déterminée du rapport géotechnique fournit MAPA
- k : coefficient sans dimension vaut : 1,5 pour sollicitation comportant séisme
- σ^* : la contrainte effective dans le sol : $\sigma^* = k \sigma_{sol}$

➤ **Direction de grand côté h**

Pour que la semelle soit stable il faut : $e = 3,4 \text{ m} < A/4$ (condition de stabilité) ➡ on pose $A = 13,25 \text{ m}$

❖ **Vérification des contraintes du sol**

$$\sigma_M = \frac{2 \times (1,1 \times N)}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

$$\sigma_{sol} = 750 \text{ kpa}$$

$$\sigma^* = k \sigma_{sol} = 1,5 \times 750 = 1125 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{3/4} = 626,75 \text{ kpa}$$

Condition $\sigma_{3/4} < \sigma^*$ est **vérifié**

Donc on prend les dimensions $(A \times B) = (13,25 \times 12) \text{ m}^2$

❖ **Épaisseur de la semelle**

L'épaisseur de la fondation doit vérifier qu'elle soit rigide, en appliquant la condition de rigidité : $d \geq \max((B - b)/4 ; (A - a)/4) = \max((12 - 3)/4 ; (13,25 - 6)/4)$, on prend $d = 2,5 \text{ m}$

Finalement on tient les dimensions de la fondation : $(A \times B \times d) = (13,25 \times 12 \times 2,5) \text{ m}^3$

X.4.2.2. Ferrailage de la semelle

Pour cela on va utiliser l'effort normal : $N_u = 1,35 \times 29\,497,5 = 39\,821,63 \text{ KN}$

➤ **Direction de faible côté b**

Les armatures dans la direction B, sont calculées pour équilibrer les moments (M_x) d'encastrement en utilisant **la méthode des moments**

Mu(S1) : moment dans l'axe de la pile, qu'il a la formule simplifiée proposée par les DTR.

$$Mu(S1) = \frac{N_u}{8 B} (B - 0,7b)^2 = 40,66 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu(S1)}{d^2 f_{bu}} = 0,425 \text{ MN.m}$$

$$z = d (1 - 0,6 \mu) = 1,86 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{Mu(S1)}{z \times \frac{f_e}{1,15}} = 502,2 \text{ cm}^2$$

$A_y = 1,1 A_u$ (en cas de fissuration préjudiciable)

$A_y = 552,4 \text{ cm}^2$ on prend : 69 HA32 ; St = 15 cm

➤ **Direction de grand côté h**

Lorsque la résultante devient hors le noyau central, les armatures dans la direction A sont calculées pour équilibrer les moments (M_y) d'encastrement en utilisant **la méthode des consoles**

$$M1 = (4A + 0,35a - 9e) \times \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e} \times \frac{Nu}{27} = 51,77 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{d^2 f_{bu}} = 0,541 \text{ MN.m} \quad z = d (1 - 0,6 \mu) = 1,69 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M1}{z \times \frac{f_e}{1,15}} = 705,43 \text{ cm}^2$$

$A_x = 1,1 A_u$ (en cas de fissuration préjudiciable)

$A_x = 775,97 \text{ cm}^2$ on prend : 97 HA32 ; St = 15 cm

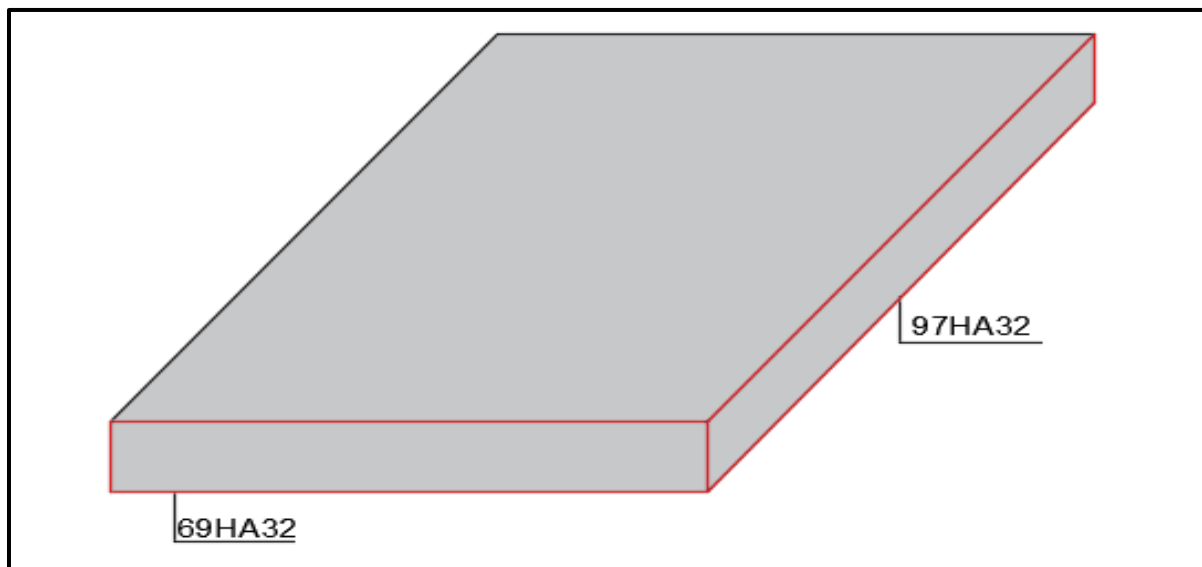


Figure.X. 8. Ferrailage de la semelle superficielle

X.5. ETUDE DES PIEUX DES PILES

Vu que la portance de sol est mauves on a choisie 12 pieux pour

X.5.1. Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Cu b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

Cu: module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cu b}}$$

α : longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

➤ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

b : longueur du pieu

Application numérique :

E = 33000 MPa

Cu = 30 MN/m³

Bb = 1,2 m

I = 0,1017 m⁴

L = 10m

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}} = 0,228 \quad \text{d'où:} \quad \lambda \times L = 2,28$$

À partir du tableau de **WERNER** on interpolé ($X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$), pour $\lambda \times L = 2,28$

Tableau X. 10. Tableau de WARNER

	1	1,5	2	3	4	6
$X_{\theta P}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$X_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

$$X_{\theta P} = 1,30 ; X_{\theta M} = 1,58$$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS : $H_{\text{Max}} = 621,4 \text{ KN}$ $P = 51,78 \text{ KN}$

ELU : $H_{\text{Max}} = 692,9 \text{ KN}$ $P = 57,74 \text{ KN}$

ELA : $H_{\text{Max}} = 2293,21 \text{ KN}$ $P = 191,1 \text{ KN}$

Le moment en tête du pieu donnée par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

ELS : $M = 186,74 \text{ KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 1372,72 \text{ KN}$

ELU : $M = 208,23 \text{ KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 2084,27 \text{ KN}$

ELA : $M = 186,74 \text{ KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 29497,50 \text{ KN}$

X.5.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme un pieu soumis à la flexion composée

➤ Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 24 HA25 ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$)

➤ Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 en zone critique et 20 cm en zone courante.

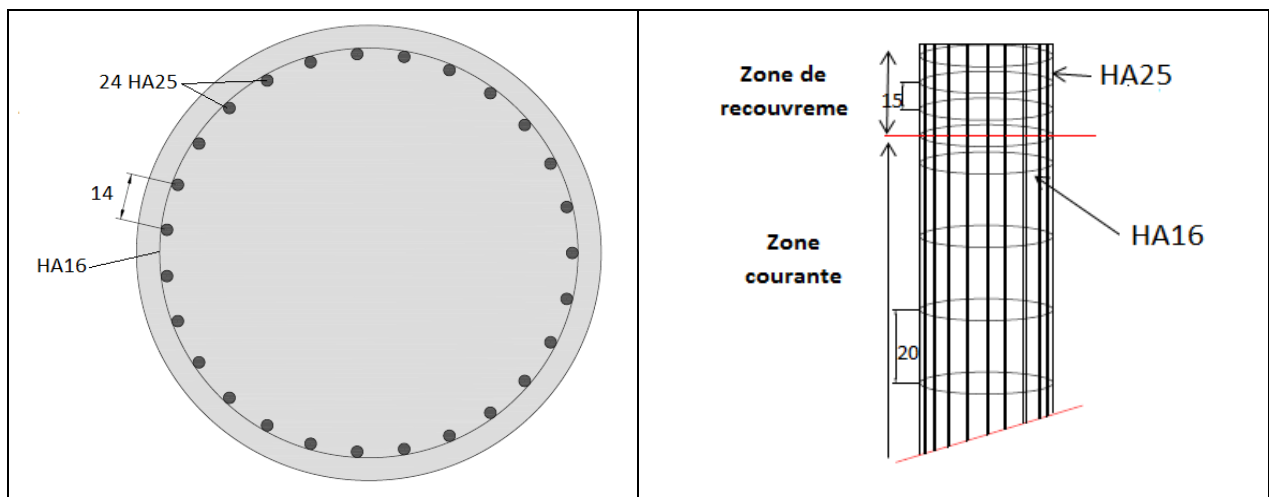


Figure.X. 9. Ferrailage des pieux

X.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



CHAPITRE XI

Etude de la culée



XI.1 INTRODUCTION

La culée d'un pont est la partie située sur la rive qui raccorde l'ouvrage au sol et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Et elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction mécanique et technique.

XI.2 RAPPEL DE LA GEOMETRIE DE LA CULEE

Les différentes dimensions des éléments constituant la culée N° 1 sont résumées dans le tableau et la figure ci-dessous

Tableau XI. 1. La géométrie de la culée N°1

Eléments	Dimensions		Figure
Mur frontale	Largeur	13.25m	
	Epaisseur	1.5 m	
	Hauteur	4.35 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.6 m	
	Surface	29,19 m ²	
Mur garde grève	Largeur	0.30 m	
	Longueur	13.25	
	Hauteur	2,37 m	
Corbeau	Longueur	0.4m	
	Surface	0,2985 m ²	
Dalle de transition	Largeur	4 m	
	Longueur	11.95m	
	Epaisseur	0.3 m	
Semelles	Largeur	13.45 m	
	Longueur	6 m	
	Hauteur	2 m	
Fondation	Diamètre	1.2 m	
	Entraxe	Long = 3.6 Trans= 3.7m	
	Nombre	8	

Figure XI. 1. Vue en long de la culée N°1

XI.3 EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

La culée joue un double rôle, soutenir le sol derrière le mur frontal et comme un appui qui support les efforts due au tablier.

XI.3.1 Calculs des coefficients de poussée dynamique

Le coefficient de poussée des terres dynamique est calculée par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Tel que :

- ϕ l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion, $\phi = 30^\circ$
- β angle de la surface du remblai sur l'horizontal. $\beta = 0^\circ$
- θ est donnée par la formule suivante : $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

Avec :

- $K_H = A$
- $K_V = 0,3 K_H$

A est coefficient d'accélération de zone **A = 0,2** (déterminée dans le chapitre II).

On a fait les calculs sur quatre cas des séismes correspondant à :

- 1 ère cas : cas normal sans séisme : $k_H = k_V = 0$.
- 2 ème cas : cas de séisme horizontal : $1 + k_V$: $k_H = 0,2$ et $k_V = 0,06$.
- 3 ème cas : cas de séisme vertical : $k_H = 0$, et $k_V = 0,06$
- 4 ème cas : cas de séisme horizontal ; $1 - k_V$: $k_H = 0,2$ et $k_V = -0,06$.

L'application numérique a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 2. Coefficients de poussée de terre

Action du séisme	K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normal	/	/	/	0,33
Séisme horizontal $1 + k_V$	0,20	0,06	10,68	0,46
Séisme horizontal $1 - k_V$	0,20	0,06	12,01	0,48

XI.3.2 Evaluations des efforts statiques sollicitant la culée

La culée subit 3 efforts statiques qu'on doit prendre en considération :

- Les efforts dus au poids propre de la culée ainsi que les poids des remblais.
- Les efforts dus au surcharge (en phase de construction).
- Les efforts dus au tablier

XI.3.2.1 Les efforts dus au poids propre de la culée

Les poids sont calculés par la formule suivante : $N = \rho_{\text{béton}} \cdot V$

Avec $\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Les poussées des terres sont calculées comme suit : $N = \rho_{\text{sol}} \cdot L \cdot h^2 \cdot K_a / 2$

Tel que :

- $\rho_{\text{sol}} = 19 \text{ KN/m}^3$
- $K_a = 0,33$
- L : la largeur du remblai $L = 12,05 \text{ m}$
- h : la hauteur du remblai $h = 8,64 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 3. Les efforts dus au poids propre de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	4357,80	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
Mur F	2334,32	0,00	-0,24	4,19	-549,03	0,00
DDT	193,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mur en R	945,77	0,00	3,69	6,18	3491,48	0,00
Corbeau	97,12	0,00	1,14	7,30	110,95	0,00
MGG	253,43	0,00	0,82	7,53	208,62	0,00
Poids des Terres Amont	2579,66	0,00	2,00	4,76	5170,94	0,00
Poids des T sur DDT	716,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Poussée des terres	0	2846,41	0	-2,88	0	-8192,91

XI.3.2.2 Les efforts dus aux surcharges

Dans la phase de construction, le compactage du remblai applique une force surfacique sur la culée, cette force est égale à 10 KN/m^2 selon SETRA.

Les efforts dus au surcharge sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 4. Les efforts dus aux surcharges

Tableau XII. 1. Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Poids Sur 10 kN/m^2	244,62	0	1,99	0	486,78	0
Poussée Sur 10 kN/m^2	0	343,37	0	-4,32	0,00	-1482,50

XI.3.2.3 Les efforts dus au tablier

Le point d'application des efforts vertical dus au tablier est dans le même axe avec le point de repère :

Tableau XI. 5. Les efforts dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	4474,21	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1460,28	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1086,58	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	68,72	/	6,35	/	436,39
HT°	/	43,30	/	8,35	/	361,51
Frein Al	/	25,00	/	4,00	/	100,00
Frein Bc	/	150,00	/	3,00	/	450,00

XI.3.3 Evaluations des efforts sismiques sollicitant la culée**XI.3.3.1 Les charges sismique dues aux éléments de la culée**

Les efforts sismiques des éléments de la culée sont calculés en multipliant chaque charge par les coefficients sismique K_V et K_H (K_V et K_H sont calculés précédemment dans (XII.3.1)).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant tel que :

- $N_{\text{sismique}} = N_{\text{statique}} \times K_V$
- $H_{\text{sismique}} = N_{\text{statique}} \times K_H$

Tableau XI. 6. Les efforts sismiques dus aux éléments de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	261,47	871,56	0,00	1,00	0,00	871,56
Mur F	140,06	466,86	-0,24	4,19	-32,94	1957,05
DDT	11,62	38,72	0,00	0,00	0,00	0,00
Mur en R	56,75	189,15	3,69	6,18	209,49	1168,59
Corbeau	5,83	19,42	1,14	7,30	6,66	141,89
MGG	15,21	50,69	0,82	7,53	12,52	381,65
Poids des Terres Amont	154,78	515,93	2,00	4,76	310,26	2454,65
Poids des T sur DDT	42,96	143,21	0,00	0,00	0,00	0,00
Somme	688,66	2295,55	/	/	505,98	6975,38

XI.3.3.2 Les charges Sismiques dues à la poussée dynamique

La valeur des poussées des terres sur la culée agissant sur une hauteur h et une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Tel que :

- H : hauteur totale culée.
- L : largeur du remblai (largeur du corbeau).
- γ : est le poids des terres, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- $e_h = 0,3.H$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 7. Les efforts sismiques de la poussée dynamique sur la culée

	N2 (KN)	V2 (KN)	Mh (KN.m)
F_{ad} Max	0,00	4240,07	12204,35
F_{ad} Min	0,00	3926,55	11301,93

XI.3.3.3 Les charges Sismiques due à la culée

En faisant des combinaisons entre les charges dues aux éléments de la culée et les charges sismique de la poussée dynamique, on aura les charges sismiques due à la culée, tel que :

- **N_{culée} = N_{sismique}**
- **H_{culée} = H_{sismique} + F_{ad} (1 ± K_v)**

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau XI. 8. Les efforts sismiques sur la culée

Cas de séisme	Nc (KN)	Vc (KN)	Mc (KN.m)
Cas 1 : séisme horizontal (1+Kv)	0,00	6535,62	19179,73
Cas 2 : séisme horizontal (1-Kv)	0,00	6222,10	18277,31
Cas 3 : séisme vertical	688,66	0,00	505,98

XI.3.3.4 Les charges Sismiques due au tablier

En utilisons le model sismique complet (modélisé dans le chapitre d'étude sismique) on obtient les efforts sismiques sollicitant la culée dans chaque appui :

Tableau XI. 9. Les efforts sismiques dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Séisme Tablier	0,00	1013,30	0,00	6,45	0,00	6535,79

XI.3.3.5 Les charges Sismiques totale sur la culée

Les charges sismiques totales sont obtenues par les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned}
 - N &= \sqrt{N_{culée}^2 + N_{Tablier}^2} \\
 - H &= \sqrt{H_{culée}^2 + H_{Tablier}^2} \\
 - M &= \sqrt{M_{culée}^2 + M_{Tablier}^2}
 \end{aligned}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 10. Les efforts sismiques totales

Cas de séisme	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Cas 1 : séisme horizontal (1+Kv)	0,00	6613,71	20262,74
Cas 2 : séisme horizontal (1-Kv)	0,00	6304,07	19410,73
Cas 3 : séisme vertical	688,66	0,00	505,98

XI.3.4 Combinaisons d'actions

Les résultats obtenus précédemment doivent être combinés pour avoir le cas le plus défavorable, on applique des combinaisons dans trois (3) états limites :

- Etat limite ultime ELU
- Etat limite de service ELS
- Etat limite accidentelle ELA

Les résultats combinés seront utilisés pour calculer les actions sur chaque pieux

XI.3.4.1 Combinaisons état limite ultime ELU

Les combinaisons à utiliser à l'ELU sont :

- $1.35G+0.9T$
- $1.35G+0.9T+1.6Q$
- $1.35G+0.9T+1.6(A(l))$
- $1.35G+0.9T+1.6(Bc)$
- $1.35G+0.9T+1.35Mc120$
- $1.35G+0.9T+1.35D240$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 11. Combinaisons d'action a l'ELU

Combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	23020,78	3702,44	-9865,61	8371,51	-1494,10
1.35G++0.9T+1.6Q	23797,26	5532,63	-14885,97	13792,49	-1093,47
1.35G+0.9T+1.6A(l)	33797,36	5038,30	-13318,58	9262,07	-4056,51
1.35G+0.9T+1.6Bc	32955,55	5238,30	-12598,58	9893,42	-2705,16
1.35G+0.9T+1.35Mc120	32544,93	3702,44	-9865,61	10201,38	335,77
1.35G+0.9T+1.35D240	33479,47	3702,44	-9865,61	9500,48	-365,13

XI.3.4.2 Combinaisons état limite ultime ELS

Les combinaisons à utiliser à l'ELS sont :

- $G+0.6T$
- $G+0.6T+1.2Q$
- $G+0.6T+1.2A(l)+ST$
- $G+0.6T+1.2Bc+ST$
- $G+0.6T+Mc120$
- $G+0.6T+D240$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 12. Combinaisons d'action à l'ELS

Combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	15951,95	2941,11	-9022,11	8432,96	-589,15
G+0.6T+1.2Q	16245,49	3353,15	-10801,12	9017,10	-1784,02
G+0.6T+1.2A(l)	17928,43	2971,11	-8902,11	8432,96	-469,15
G+0.6T+1.2Bc	17704,29	3121,106	-8482,11	8432,96	-49,15
G+0.6T+Mc120	17038,53	2941,11	-9022,11	8432,96	-589,15
G+0.6T+D240	17730,77	2941,11	-9022,11	8432,96	-589,15

XI.3.4.3 Combinaisons état limite ultime ELA

Les combinaisons à utiliser à l'ELA sont :

- P max - H + 0,3V
- P min - H - 0,3V
- P max + V - 0,3H
- P min - V - 0,3H

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 13. Combinaisons d'action à l'ELA

Combinaisons	N	V	M
P max - H + 0,3V	12040,11	6729,75	20427,76
P min - H - 0,3V	11488,46	6395,11	20517,71
P max + V - 0,3H	12522,17	2100,15	6243,84
P min - V - 0,3H	11006,40	1982,26	6930,19

XI.3.5 Réaction appliquée sur les pieux

Les charges calculées précédemment seront transmis directement aux pieux, ces actions sont calculées par les formules suivantes :

- $R1 = (N/n) + \{My_i / \sum y_i^2\}$ pour la première file des pieux
- $R2 = (N/n) - \{My_i / \sum y_i^2\}$ pour la deuxième file des pieux

Tel que les positions des pieux sont comme suit :

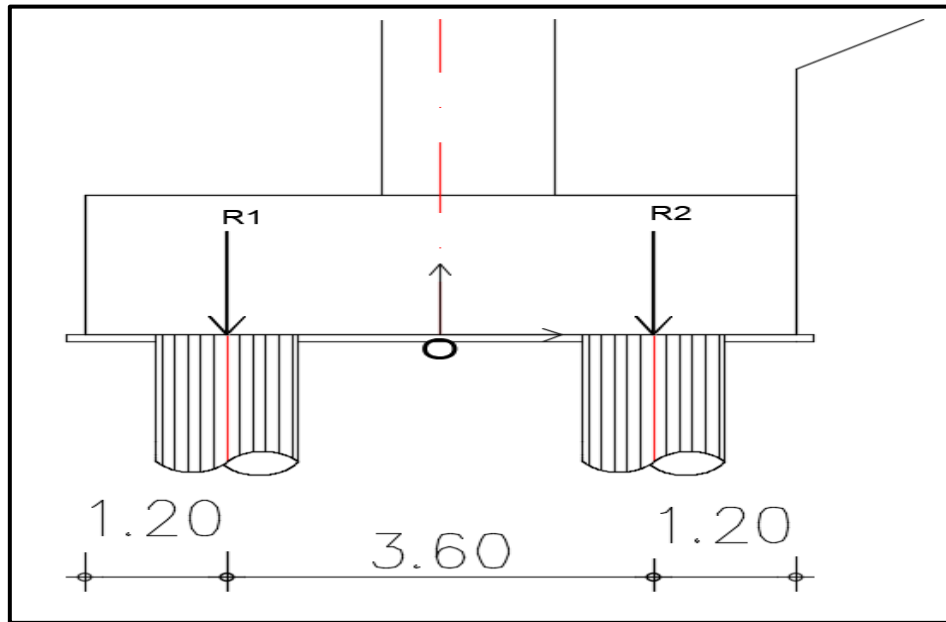


Figure XI. 2. Positionnement des pieux

En appliquant les formules précédentes sur les résultats des combinaisons obtenus, on aura les actions les plus défavorables dans chaque état limite :

Tableau XI. 14. Les actions sur les pieux de la culée

État limite	Combinaison correspondante	File 1 (R1) (KN)	Combinaison correspondante	File 2 (R2) (KN)
ELU	$1.35G+0.9T+1.6Bc$	2992,19	$1.35G+0.9T+1.6A(l)$	2835,82
ELS	$G+0.6T+1.2Bc$	2114,98	$G+0.6T+1.2A(l)$	2208,18
ELA	$P \text{ max} - H + 0,3V$	2811,34	$P \text{ max} + V - 0,3H$	1055,19

Pour le dimensionnement et le ferrailage, on utilise la sollicitation la plus défavorable, donc on utilise la combinaison à l'ELU : $1.35G+0.9T+1.6Bc = 2992,19 \text{ KN}$.

Nb : le détail des calculs se trouve dans l'annexe C

XI.4. FERRAILAGE DES ELEMENT DE LA CULEE

Chaque élément dans la culée est sollicité par des efforts différents, ce qu'il implique les étudier un par un.

XI.4.1 Etude du mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, travail comme un mur de soutènement en ajoutant des efforts de compression, donc il travaille en flexion composée

Essentiellement, le mur frontal est sollicité par :

- Le poids propre due au : mur frontal, mur garde grève et le corbeau, dalle de transition.
- Poids due au tablier (poids du tablier et charge de trafic)
- Poussée des terre et surcharge due au compactage en phase construction

Dans ces combinaisons on est besoin des efforts tranchant et les moments max et ses effort normales correspondants, par unité de mètre linéaires, donc on doit deviser les résultats obtenus par la largeur du mur frontal ($L = 13,25$ m)

XI.4.1.1 Combinaison des efforts

➤ Combinaison des efforts à l'ELU

Les combinaisons à utiliser dans cette état limite sont :

- $1.35G+0.9T$
- $1.35G+0.9T+1.6Q$
- $1.35G+0.9T+1.6A(l)$
- $1.35G+0.9T+1.6Bc$
- $1.35G+0.9T+1.35Mc120$
- $1.35G+0.9T+1.35D240$

Les sollicitations les plus défavorables vient de :

- La combinaison **$1.35G+0.9T+1.6Bc$** concernant le moment max (M_{max})
- La combinaison **$1.35G+0.9T+1.6Q$** concernant l'effort tranchant max (T_{max})

Tableau XI. 15. Les efforts les plus défavorables sur le mur frontal

Combinaison	T_{max} (KN/ml)	M_{max} (KN.m/ml)	N_{cor} (KN/ml)
$1.35G+0.9T+1.6Bc$	/	-605,74	992,97
$1.35G+0.9T+1.6Q$	210,97	/	846,18

Pour le détail de calcul des combinaisons voire l'annexe C

➤ Combinaison des efforts à l'ELS

Les combinaisons à utiliser dans cette état limite sont :

- $G+0.6T$
- $G+0.6T+1.2Q$
- $G+0.6T+1.2A(l)$
- $G+0.6T+1.2Bc$
- $G+0.6T+Mc120$
- $G+0.6T+D240$

Les sollicitations les plus défavorables vient de :

- La combinaison **G+0.6T+1.2Bc** concernant le moment max ($M_{\max}$)
- La combinaison **G+0.6T+1.2Q** concernant l'effort tranchant max ($T_{\max}$)

Tableau XI. 16. Les efforts les plus défavorables sur le mur frontal

Combinaison	$T_{\max}$ (KN/ml)	$M_{\max}$ (KN.m/ml)	N_{cor} (KN/ml)
G+0.6T+1.2Bc	/	-448,86	689,54
1.35G+0.9T+1.6Q	156,35	/	579,44

XI.4.1.2 Calcul des armatures

Le mur frontal est sollicité par une flexion composée donc il contient deux zones, une zone tendue qui nécessite une armature principale, et la zone comprimée qui ne nécessite que des armatures de constructions.

En utilisons le programme robot expert, on trouve qu'on est besoin de :

- **$A_s = 15 \text{ cm}^2$** on prend **5HA20/ml** avec un espacement **$e = 20 \text{ cm}$** , pour la zone tendue
- **$A_s' = 5 \text{ cm}^2$** on prend **5HA14/ml** avec un espacement **$e = 20 \text{ cm}$** pour les armatures de construction
- Concernant les armatures transversales, le mur est sollicité par un faible effort tranchant, donc on ne prend que des cadres constructifs : **5HA12** avec un espacement **$e = 20 \text{ cm}$**

❖ Les détails de calcul de ferrailage sont dans l'annexe D

XI.4.2 Etude de mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à des forces verticales et horizontales, ce qui produise des efforts de flexions et de cisaillements, dont les valeurs maximales ont lieu dans l'encastrement avec le mur frontal.

Le mur est sollicité verticalement par :

- Le poids propre
- La réaction d'une charge directement appliquée sur le garde grève
- La réaction de la dalle de transition

Le mur est sollicité horizontalement par :

- Poussée des terres en arrière du garde grève

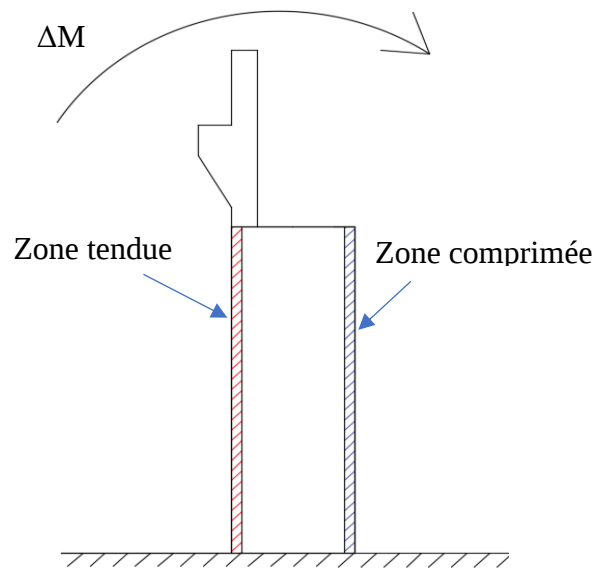


Figure XI. 3. Mur frontal

- La force de freinage d'un essieu lourd de camion Bc
- Poussée d'une charge située en arrière du garde grève

Nb : l'effet des sollicitation verticales n'a pas d'influence ni sur les efforts de flexion ni sur les efforts de cisaillement donc on peut les négliger.

XI.4.2.1 Calcul des sollicitations horizontales

➤ Poussée des terres en arrière du garde grève

Le moment du a la poussée des terres est donnée par la formule suivante : $M_p = \frac{P \times h}{3}$

Tel que P est la poussée des terres en arrière du garde grève, donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\gamma \times h^2 \times k_{ah}}{2}$$

Tel que :

- γ La densité du remblai $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- h la hauteur du garde grève $h = 2,37 \text{ m}$

L'application numérique nous donne : **P = 17,61 KN/ml** donc **M_p = 13,91 KN.m/ml**

➤ La force de freinage d'un essieu lourd de camion Bc

Le calcul de la force de freinage d'un essieu de Bc se fait par l'application de la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Tel que :

- P la force appliquée par l'essieu **P = 60 KN**
- h la hauteur du garde grève

L'application numérique nous donne : **M_f = 56,99 KN.m/ml**

➤ Poussée d'une charge située en arrière du garde grève

La poussée de cette charge vient de deux roues de 6t distancée de 0,5m remplacée par un chargement équivalent de 12t répartie sur une surface de 0,25x0,75m, cette charge se répartie avec un angle de 45°

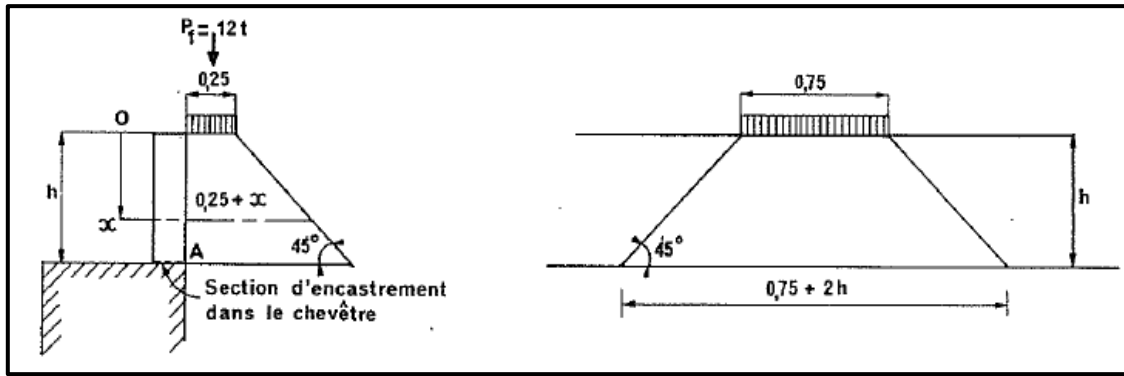


Figure XI. 4. La poussée d'une charge locale située en arrière de garde grève

Le moment fléchissant dans la section encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+2h} \cdot dx$$

Tel que:

- Le chiffre 12 définit la charge d'essieu en t (12t)
- K est un coefficient calculé par la formule : $K = k_a \times \gamma \times \delta \times b_c$
 - k_a Le coefficient de poussée **$K_a = 0,33$**
 - γ Coefficient de pondération **1,2** dans le cas d'ELS et **1,6** dans le cas d'ELU
 - b_c Coefficient de pondération du système b_c égale à **1,1**
 - δ Coefficient de majoration dynamique, égale à **1** dans le cas des charges sur remblai

Les valeurs de M_p/K sont explicitées dans le tableau suivant :

Tableau XI. 17. Les valeurs de M_p/K

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Pour une hauteur **$h=2,37$ m** donc par interpolation on aura $M_p/K=7,998$ t.m/ml = 79,98 kN.m/ml

Tableau XI. 18. Les valeurs de M_p et K

	K	M_p (kN.m/ml)
Dans l'état limite ultime	0,58	46,45
Dans l'état limite de service	0,44	34,84

XI.4.2.2 Combinaison des efforts

Les combinaisons doivent se faire à l'ELU et à l'ELS, tel que :

- A l'ELS : $M_s = M_G + 1,2 \times M_Q = 117,14$ KN.m
- A l'ELU : $M_u = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 156,42$ KN.m

XI.4.2.3 Ferrailages du mur garde grève

En utilisons le programme robot expert, on trouve qu'on est besoin de :

- $A_s = 21.6 \text{ cm}^2$, donc on prend $5\text{HA}25 = 24,54\text{cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$
- Il n'y a pas de nécessité mécanique d'avoir des armatures dans la zone comprimée donc on prend des armatures de construction estimée a $A_s/3 = 7,2 \text{ cm}^2$
Donc soit des armatures de $5\text{HA}14 = 7,7\text{cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$
- Il n'y a pas de nécessité mécanique pour les armatures transversales, donc on prend des armatures de construction estimée a $A_s/4 = 5,4 \text{ cm}^2$ donc on prend des cadres de $\text{HA}12$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

❖ Pour avoir le détail de calcul, voire l'annexe D

XI.4.3 Etude de la dalle de transition

La dalle de transition est supposée comme une dalle rectangulaire simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

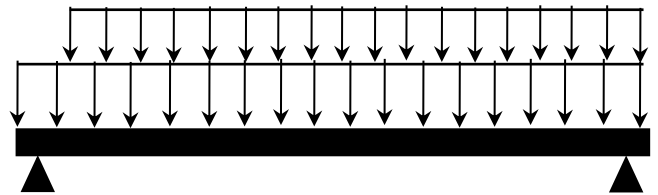


Figure XI. 5. sur chargement de la dalle de transition

La dalle est soumise a des efforts de flexion simple, dont les efforts sollicitant sont :

- Le poids propre de la dalle
- Poids de remblai sur la dalle (revêtement et sol)
- Surcharge due au compactage

Les charges sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau XI. 19. Les charges appliquées sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	16,15	32,3	32,3
Surcharges	10	20	20

XI.4.3.1 Combinaisons des efforts :

Les combinaisons à utiliser à l'ELS sont :

- $M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = 75,14 \text{ kN.m/ml}$
- $V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = 75,14 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons à utiliser à l'ELU sont :

- $M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 99,04 \text{ kN.m/ml}$
- $V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 99,04 \text{ kN/ml}$

XI.4.3.2 Ferrailage de la dalle de transition :

En utilisons le programme robot expert, on trouve qu'on est besoin de :

- $A_s = 13,5 \text{ cm}^2$, donc on prend **7HA16/ml = 14,074 cm²** avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$
- Il n'y a pas de nécessité mécanique d'avoir des armatures dans la zone comprimée donc on prend des armatures de construction estimée a $A_s/3 = 4,50 \text{ cm}^2$
Donc soit des armatures de **7HA10 = 5,5 cm²** avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$
- Il n'y a pas de nécessité mécanique pour les armatures transversales, donc on prend des armatures de construction estimée a $A_s/4 = 3,38 \text{ cm}^2$ donc on prend des cadres de **HA12** avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

XI.4.4 Etude du corbeau

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière, les efforts sont calculés précédemment dans le tableau XI.19, et les réactions sont calculée par la formule suivante, tel qu'on calcul chaque réaction toute seule par la formule suivante : $R = \frac{q \times l}{2}$

On obtient les résultats suivants :

- Réaction due au poids propre : 15 KN
- Réaction Revêtement : 3,84 KN
- Réaction remblai : 32,3 KN
- Réaction surcharge : 20 KN

L'application des combinaisons a l'ELS et l'ELU nous a donné les résultats suivants :

- $R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = 71, 14 \text{ kN.m/ml}$ à l'ELS
- $R_{ult} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 99,04 \text{ kN.m/ml}$ à l'ELU

XI.4.4.1 Ferrailage du corbeau

En utilisons le programme robot expert, on trouve qu'on est besoin de : $A_s = 11,2 \text{ cm}^2$, donc on prend **6HA16/ml = 12,06 cm²** avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

XI.4.5 Etude de mur en retour

Le rôle du mu en retour est de soutenir transversalement les remblais derrière la culée, l'étude de ce mur se fait à l'aide d'un logiciel a cause de sa forme non usuelle, dans notre cas on utilise le logiciel robot pour modéliser le mur et calculer les sollicitations.

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquée ensemble :

- Poids propre du mur
- Les charges complémentaires permanentes (ccp) appliquée au-dessus de mur
- La poussée des remblais derrière le mur frontal
- La poussée des surcharges dans la phase de construction

En appliquant les combinaisons $G+1.2Q$ a l'ELS et $1.35G+1.6Q$ a l'ELU, le logiciel nous a donné les résultats suivants :

Tableau XI. 20. Les charges appliquées sur le mur en retour

Combinaisons	Mxx (KN.m/ml)	Myy (KN.m/ml)
ELS (G+1.2Q)	588	240
ELU (1.35G+1.6Q)	795	320

Pour plus de détail voir l'annexe C

XI.4.5.1 Ferrailage de mur en retour

Le mur en retour est encastré dans sa base et avec le mur frontal, et considérée comme doublement appuyée avec le mur garde grève.

Considérons le mur travail en flexion simple, les fissurations sont considérée préjudiciable à l'aide du logiciel robot expert, on aura les résultats suivants :

- Verticalement et dans le coté du remblai, avec le moment Mxx :
 - $A_s = 49,4 \text{ cm}^2$, on prend **7HA32/ml = 56,3 cm²** avec un espacement **e = 15 cm**
 - Pour le ferrailage de construction dans le cotée visible on prend : **$A_s/3 = 16,47 \text{ cm}^2$** , donc soit **3HA20 + 4HA16 = 17.47cm²**, en gardant le même espacement (la disposition sera alternée entre les HA20 et les HA16)
- Horizontalement et dans le coté du remblai, avec le moment Myy :
 - $A_s = 19,2 \text{ cm}^2$, on prend **7HA20/ml = 21,99 cm²** avec un espacement **e = 15 cm**
 - Pour le ferrailage de construction dans le cotée visible on prend : **$A_s/3 = 6,4 \text{ cm}^2$** donc soit **4HA12 + 3HA10 = 6.88cm²**, en gardant le même espacement (la disposition sera alternée entre les Ha12 et les HA10)

Pour plus de détails, voir l'annexe D

Nb : le calcul des pieux et de la semelle n'est pas fait car c'est le même principe de calcul dans les pieux et des semelles dans les piles calculée précédemment dans le chapitre X.

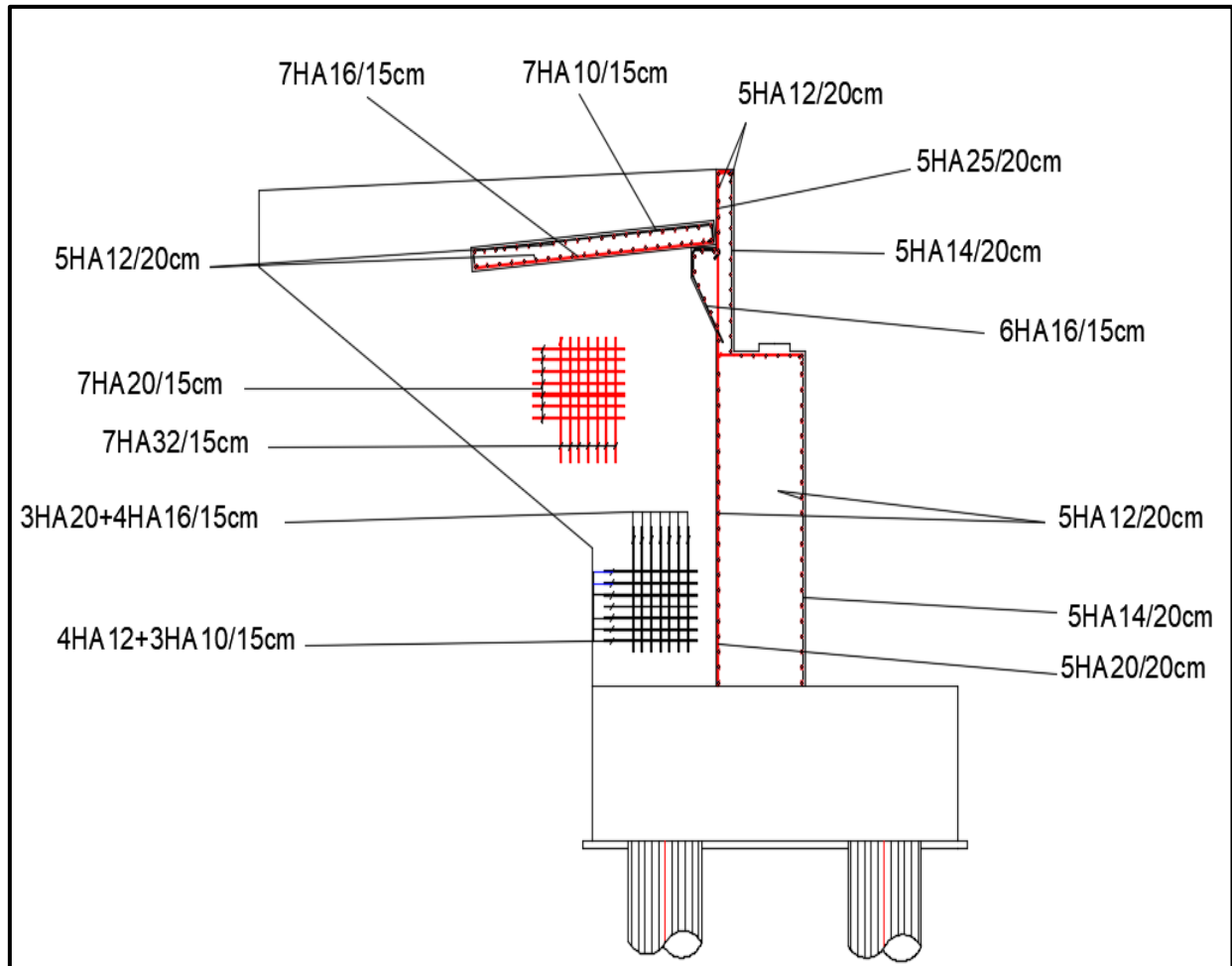


Figure XI. 6. Ferraillage de la culée



CONCLUSION



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est la meilleure opportunité pour acquérir un certain sens de responsabilité qui va nous propulsé dans la vie professionnelle, puisque il nous a permet d'approfondir nos connaissances par les recherche bibliographique et les nombreuses questions et problèmes aux quelles on a dû faire face durant ces trois mois de préparation et d'investigation vu la complexité de notre projet.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. En sachant que le domaine relatifs à la conception et étude des ponts reste très vaste, mais grâce à ce projet d'importance primordiale ; on a pu intégrer ce domaine et enrichir notre quotient intellectuelle de cella rejoindre les pionniers des travaux publics grâce à qui toute institution fut fonder. Qui ne sont tout autres que les ingénieurs en TP.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

La connaissance et la recherche ne cesse d'accroître de jour en jour .c'est pour cela, malgré tous les efforts fournis pour l'élaboration de ce modeste travaille le domaine qui le nôtre reste inexploitable à 100% donc pour conclure on arrêtera jamais d'apprendre.

BILIOGRAPHIE

Guide de conception : Ponts à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), Document SETRA – Février 1996.

Guide de conception : Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Document SETRA – Mars 1990.

Guide de conception : Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successif

Le B.A.E.L : Béton Armé aux Etats limites.

Le B.P.E.L : Béton précontraint aux Etats Limites.

R.C.P.R : Règlement définissant les charges a appliqué pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

R.P.O.A : Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art version 2008.

Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Guide de conception : *Ponts courants en zone sismique*, Document SETRA – Janvier 2000

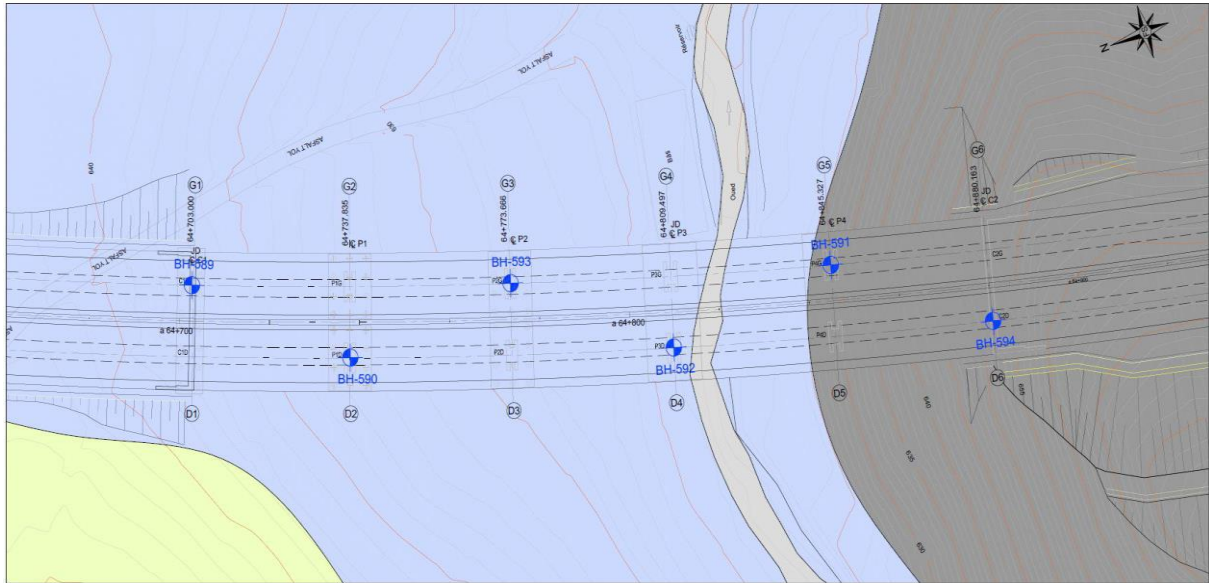
Guide technique : *Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, Document SETRA – Juillet 2007.

Guide technique : *Appuis des tabliers P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2*, Document SETRA – Octobre 1977.

Les abaques de RENE WALTHER : pour le ferrailage des piles et des pieux.

Les abaques de WARNER : pour le calcul des moments le long des pieux.

Fascicule 62 – titre V : règle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil



ANNEXE A. 1. Les emplacements des sondages

No de Forage	PK	X	Y	Z	Profondeur exécuté (m)
BH-589	64+703	744200.67	4042267.41	636,87	40,00
BH-590	64+737	744175.32	4042239.09	631,44	30,00
BH-593	64+773	744177.38	4042200.59	628,50	30,00
BH-592	64+809	744153.18	4042170.70	623,73	30,00
BH-591	64+845	744157.02	4042132.35	627,58	30,00

ANNEXE A. 2. Forages



Unité d'argilite faible peu décomposé observée dans le sondage BH-594.

Le sondage BH-594 ouvert près de la pile numéro 6 sur le site du viaduc fait observer à partir de la surface une unité d'Argilite peu/moyennement décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 36.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEXE A. 3. Photo et description du sondage carotté BH-594



Dépôts colluviaux avec un matériau généralement argilo-sableux (Dc1) observés dans le sondage BH-593



Unité d'argilite faible peu décomposé observée dans le sondage BH-593.

Le sondage BH-593 ouvert près de la pile numéro 3 sur le site du viaduc fait observer jusqu'à 5.50 mètres à partir de la surface des dépôts colluviaux avec un matériau généralement argilo-sableux (Dc1) et ensuite une unité d'Argilite peu/moyennement décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 30.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEXE A. 4. Photo et description du sondage carotté BH-593



Unité d'argilite faible peu/moyennement décomposé observée dans le sondage BH-592.

Le sondage BH-592 ouvert près de la pile numéro 4 sur le site du viaduc fait observer jusqu'à 4.60 mètres à partir de la surface une unité d'Argilite moyennement décomposée, faible/moyennement solide, de couleur gris et ensuite une unité d'Argilite peu décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 30.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEXE A. 5. Photo et description du sondage carotté BH-592



Unité d'argilite faible peu/moyennement décomposé observée dans le sondage BH-591.

Le sondage BH-591 ouvert près de la pile numéro 5 sur le site du viaduc fait observer à partir de la surface une unité d'Argilite peu/moyennement décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 30.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEXE A. 6. Photo et description du sondage carotté BH-591



Dépôts colluviaux avec un matériau argilo-sableux généralement (Dc1) observés dans le sondage BH-590



Dépôts grossiers alluvionnaires terrasses composees par des cailloux et des graviers plus ou moins cimentés dans une matrice sableuse limoneuse de couleur grise brunâtre (Dc3) observés dans le sondage BH-590



Unité d'argilite faible peu décomposé observée dans le sondage BH-590.

Le sondage BH-590 ouvert près de la pile numéro 2 sur le site du viaduc fait observer jusqu'à 7.10 mètres à partir de la surface des dépôts avec un matériau argilo-sableux généralement (Dc1), des dépôts grossiers alluvionnaires terrasses composees par des cailloux et des graviers plus ou moins cimentés dans une matrice sableuse limoneuse de couleur grise brunâtre (Dc3) jusqu'à 22.00 m et finalement à partir de cette profondeur une unité d'Argilite peu décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 30.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEXE A. 7. Photo et description du sondage carotté BH-590



Dépôts colluviaux avec un matériau argilo-sableux généralement (Dc1) observés dans le sondage BH-589



Dépôts colluviaux avec des matériaux argileux et parfois des fragments de roches de grès et de gravier de taille bloc (Dc2) observés dans le sondage BH-589



Dépôts grossiers alluvionnaires terrasses composees par des cailloux et des graviers plus ou moins cimentés dans une matrice sableuse limoneuse de couleur grise brunâtre (Dc3) observés dans le sondage BH-589



Unité d'argilite faible peu décomposé observée dans le sondage BH-589.

Le sondage BH-589 ouvert près de la pile numéro 1 sur le site du viaduc fait observer jusqu'à 7.50 mètres à partir de la surface des dépôts avec un matériau argilo-sableux généralement (Dc1), des dépôts colluviaux avec des matériaux argileux et parfois des fragments de roches de grès et de gravier de taille bloc (Dc2) jusqu'à 18.00 m, des dépôts grossiers alluvionnaires terrasses composees par des cailloux et des graviers plus ou moins cimentés dans une matrice sableuse limoneuse de couleur grise brunâtre (Dc3) jusqu'à 28.60 m et finalement à partir de cette profondeur une unité d'Argilite peu décomposée, faible/moyennement solide, de couleur noirâtre, gris foncé jusqu'à 40.00 mètres qui représente le fond du puits.

ANEEEXE A. 8. Photo et description du sondage carotté BH-589

ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Via 64.8 GAUCHE													
Foundation No	COMB. 1 (ELU) Combinaison Fond.			COMB. 2 (ELU) Combinaison Acc.			COMB. 3 (ELS) Combinaison Quas.			COMB. 4 (ELS) Combinaison Rares			Tas Longueur (m)
	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	
AXE NO.1	470	541	1.15	366	631	1.72	275	309	1.12	351	393	1.12	12.0
AXE NO.2	371	650	1.75	457	758	1.66	250	380	1.52	275	483	1.76	12.0
AXE NO.3	370	869	2.35	453	1013	2.24	251	521	2.07	275	663	2.41	8.0
Via 64.8 DROITE													
Foundation No	COMB. 1 (ELU) Combinaison Fond.			COMB. 2 (ELU) Combinaison Acc.			COMB. 3 (ELS) Combinaison Quas.			COMB. 4 (ELS) Combinaison Rares			Tas Longueur (m)
	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	
AXE NO.1	470	541	1.15	366	631	1.72	275	309	1.12	351	393	1.12	12.0
AXE NO.2	371	650	1.75	457	758	1.66	250	380	1.52	275	483	1.76	12.0
AXE NO.3	370	869	2.35	453	1013	2.24	251	521	2.07	275	663	2.41	8.0

ANEEEXE A. 9. La capacité portante axiale des pieux de fondation

Via 64.8	Static (kPa)		Seismic (kPa)	
	σ_d (Meyerhof)	σ_{all}	σ_d (Meyerhof)	σ_{all}
Axe 4	430	750	638	1125
Axe 5	430	750	638	1125
Axe 6	264	750	376	1125

ANEEEXE A. 10. Valeurs de capacité portante admissibles de la Fondation Superficielle

ANNEXE A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

BH-589			BH-589			BH-590			BH-590		
H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p	H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p
2.00	11.00	0.18	2.00	43	0.05	2.00	9.40	0.21	2.00	40	0.05
2.00	11.00	0.18	2.00	43	0.05	2.00	9.40	0.21	2.00	40	0.05
2.00	15.50	0.13	2.00	129	0.02	2.00	9.50	0.21	2.00	55	0.04
2.00	50.00	0.04	2.00	3997	0.00	2.00	38.50	0.05	2.00	455	0.00
2.00	46.00	0.04	2.00	585	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	3953	0.00
2.00	35.00	0.06	2.00	601	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	6855	0.00
2.00	39.00	0.05	2.00	917	0.00	2.00	45.00	0.04	2.00	650	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	3986	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	12411	0.00
2.00	36.00	0.06	2.00	627	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	44.50	0.04	2.00	620	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	41.00	0.05	2.00	573	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4463	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	7485	0.00
30		1.03	30		0.13	30		1.13	30		0.15
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
29.02			232.46			26.49			204.55		

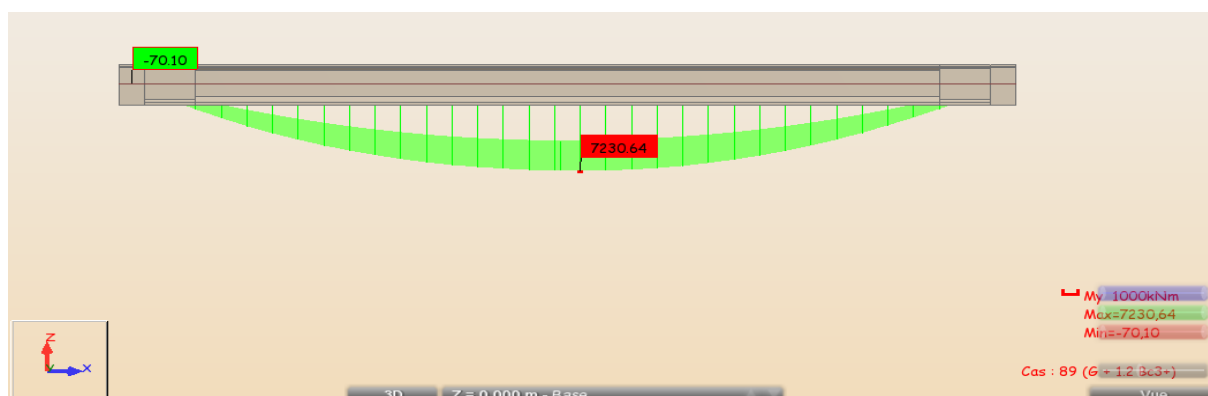
BH-591			BH-591			BH-592			BH-592		
H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p	H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p
2.00	43.00	0.05	2.00	505	0.00	2.00	45.00	0.04	2.00	605	0.00
2.00	43.00	0.05	2.00	505	0.00	2.00	45.00	0.04	2.00	605	0.00
2.00	44.00	0.05	2.00	341	0.01	2.00	49.00	0.04	2.00	828	0.00
2.00	38.50	0.05	2.00	557	0.00	2.00	49.50	0.04	2.00	490	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4170	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	1500	0.00
2.00	40.00	0.05	2.00	648	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	1560	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4003	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	3964	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	18641.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	14945	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	18641.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	24866.00	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37091	0.00
30		0.64	30		0.02	30		0.61	30		0.02
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
46.84			1355.05			49.17			1792.13		

BH-593			BH-593			BH-594			BH-594		
H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p	H (m)	P _L (bars)	H/P _L	H (m)	E _p (bars)	H/E _p
2.00	17.20	0.12	2.00	119	0.02	2.00	25.50	0.08	2.00	361	0.01
2.00	17.20	0.12	2.00	119	0.02	2.00	25.50	0.08	2.00	361	0.01
2.00	39.00	0.05	2.00	604	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	14986	0.00
2.00	46.00	0.04	2.00	492	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	18822	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	18641	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	24935	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	18641	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	5418	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	18901	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	6227	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	9307	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	37506	0.00	2.00	50.00	0.04	2.00	37506.00	0.00
30		0.77	30		0.04	30		0.68	30		0.01
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
39.10			716.02			44.32			2396.71		

ANEEEXE A. 11. Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques des forages



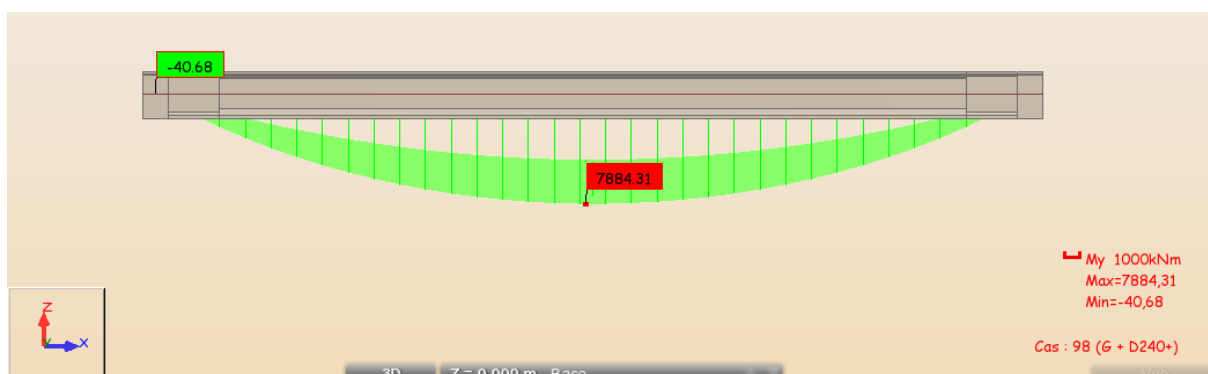
ANNEXE B.1. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1,2 A1



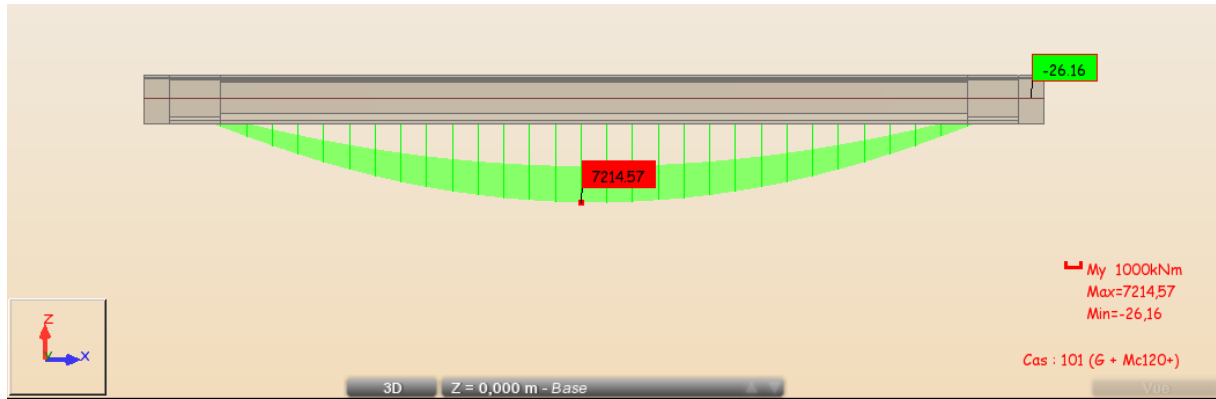
ANNEXE B.2. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1,2 Bc



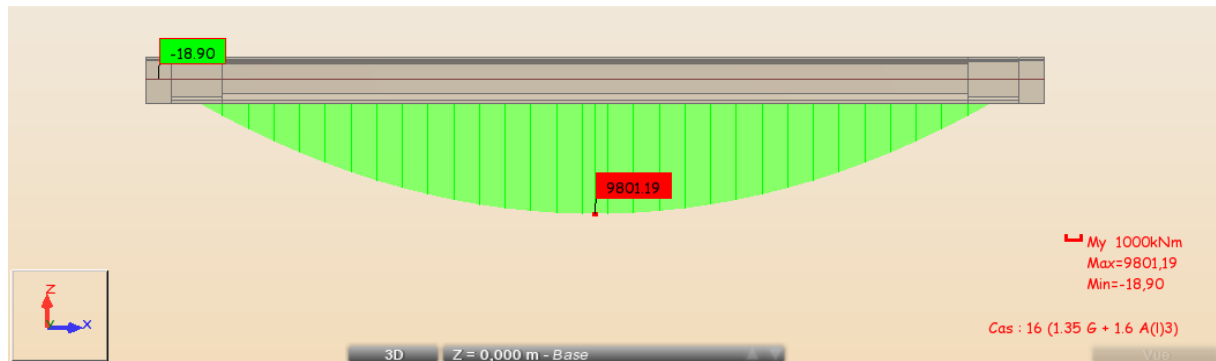
ANNEXE B.3. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1,2 Bt



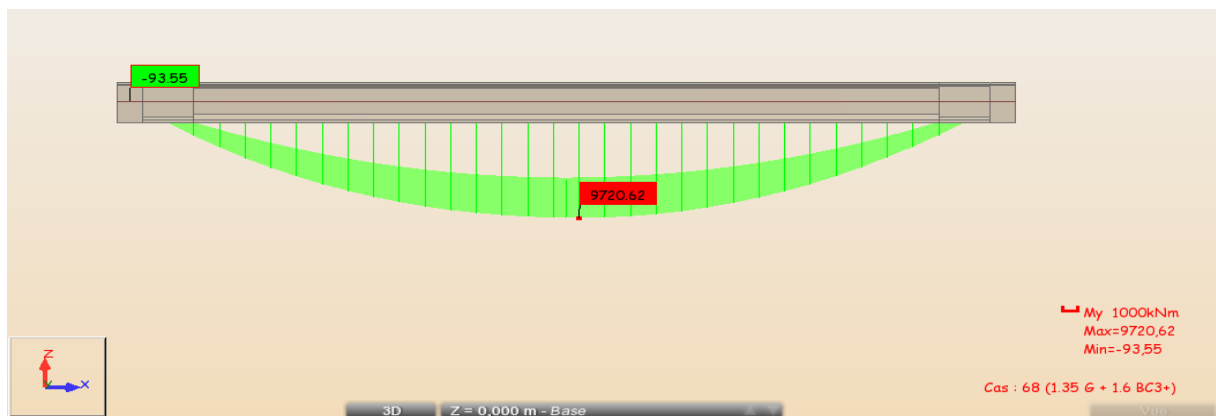
ANNEXE B.4. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + D240



ANNEXE B.5. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + Mc120



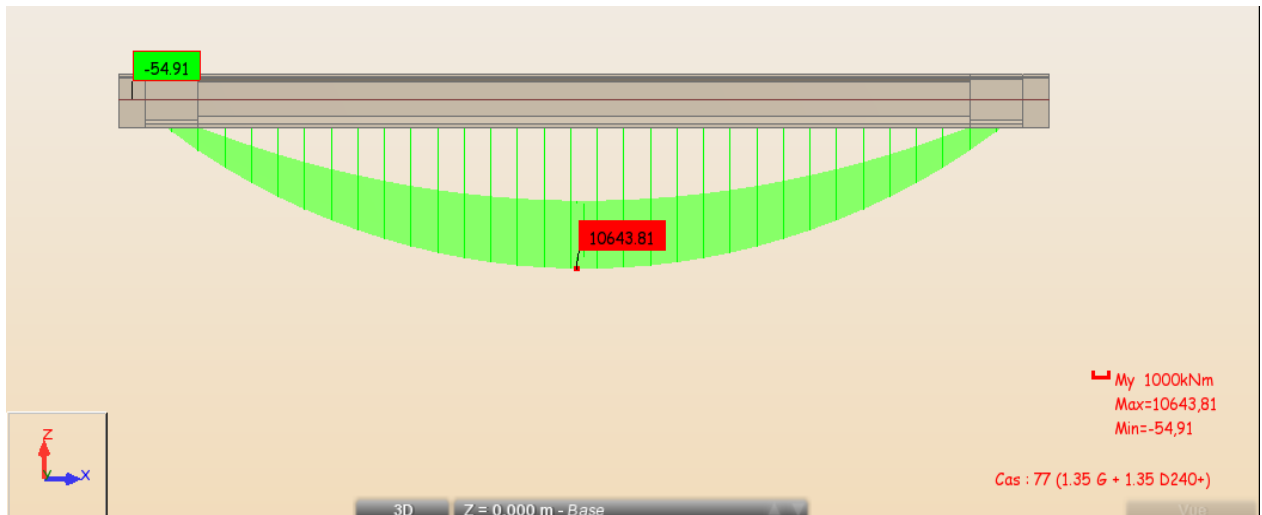
ANNEXE B.6. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6 A



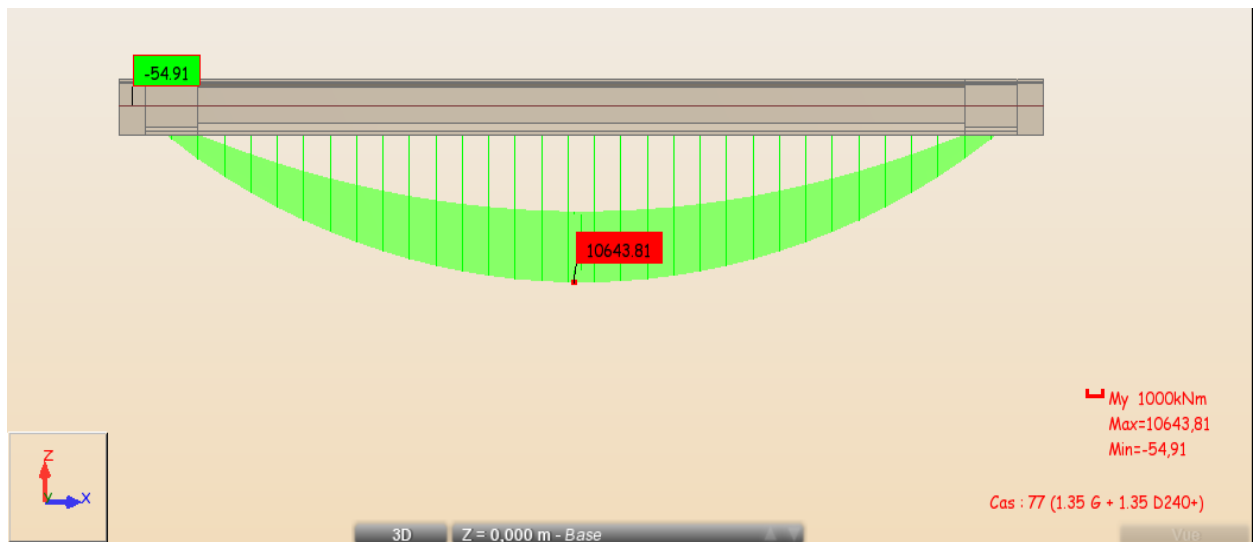
ANNEXE B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6 Bc



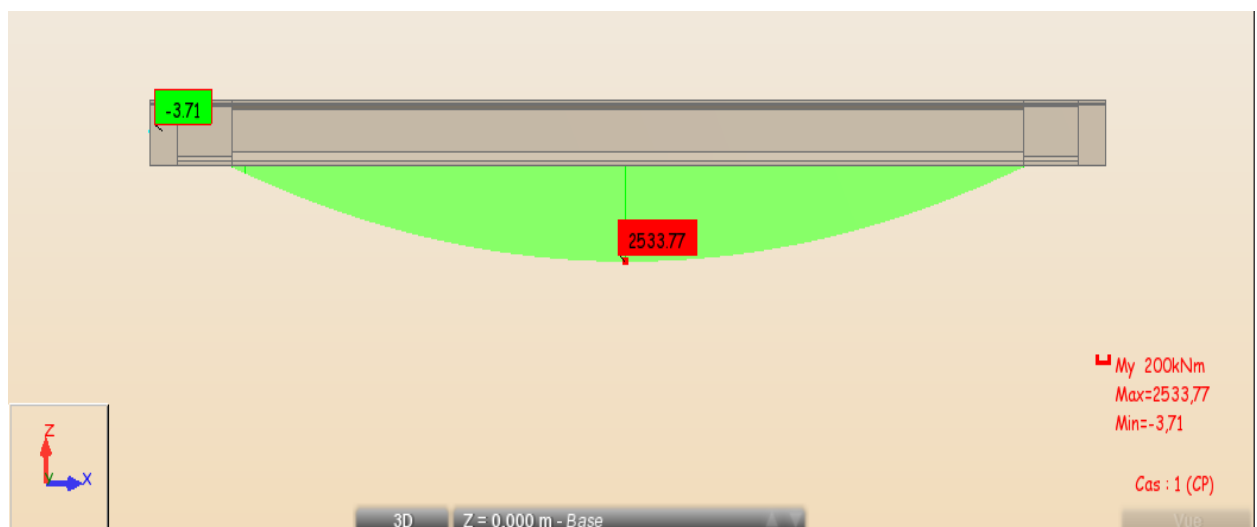
ANNEXE B.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6 Bt



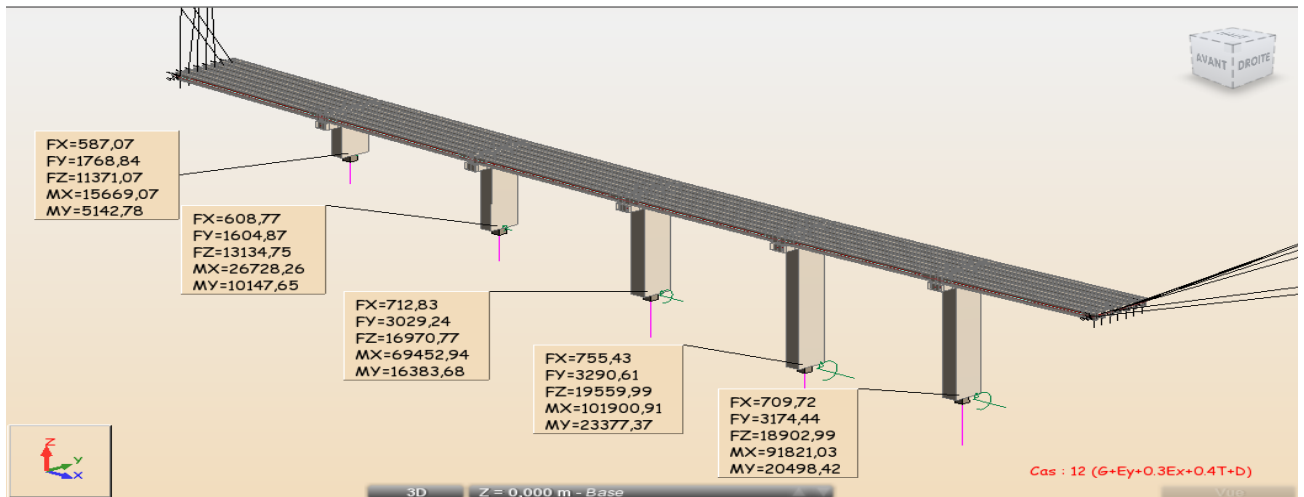
ANNEXE B.9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,35 D240



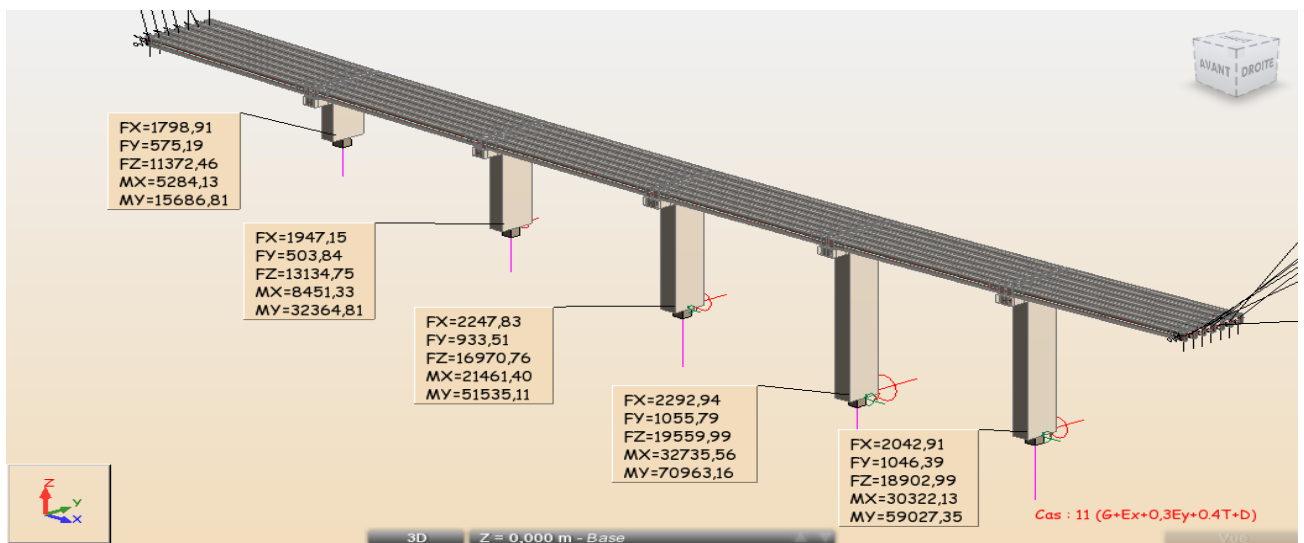
ANNEXE B.10. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,35 Mc120



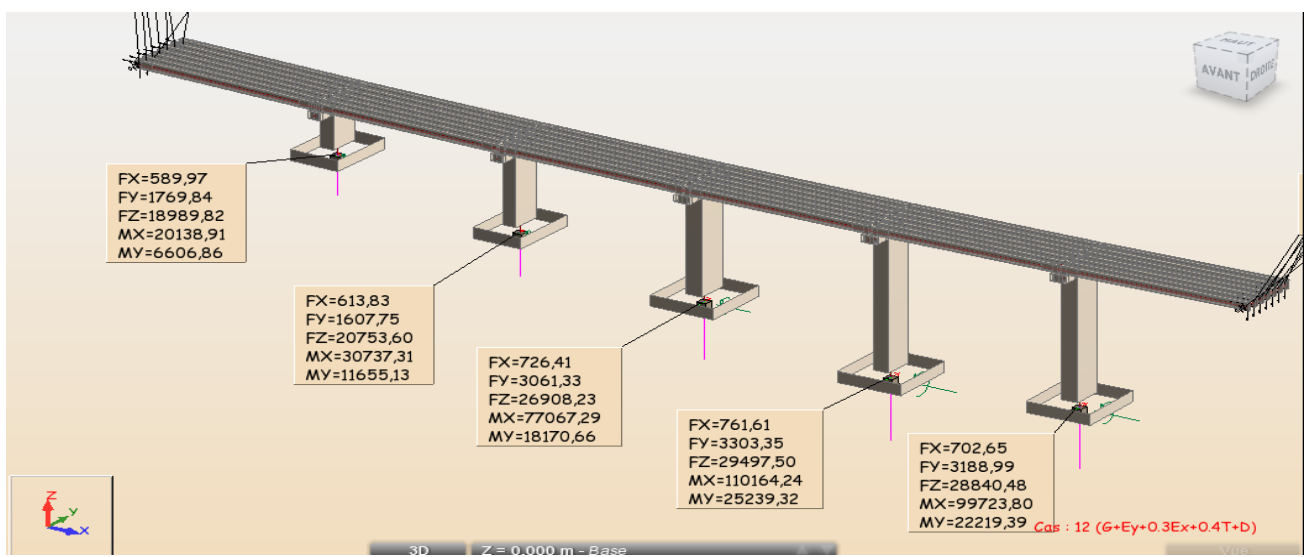
ANNEXE B.11. Moment fléchissant longitudinal due au poids propre sur la poutre seule



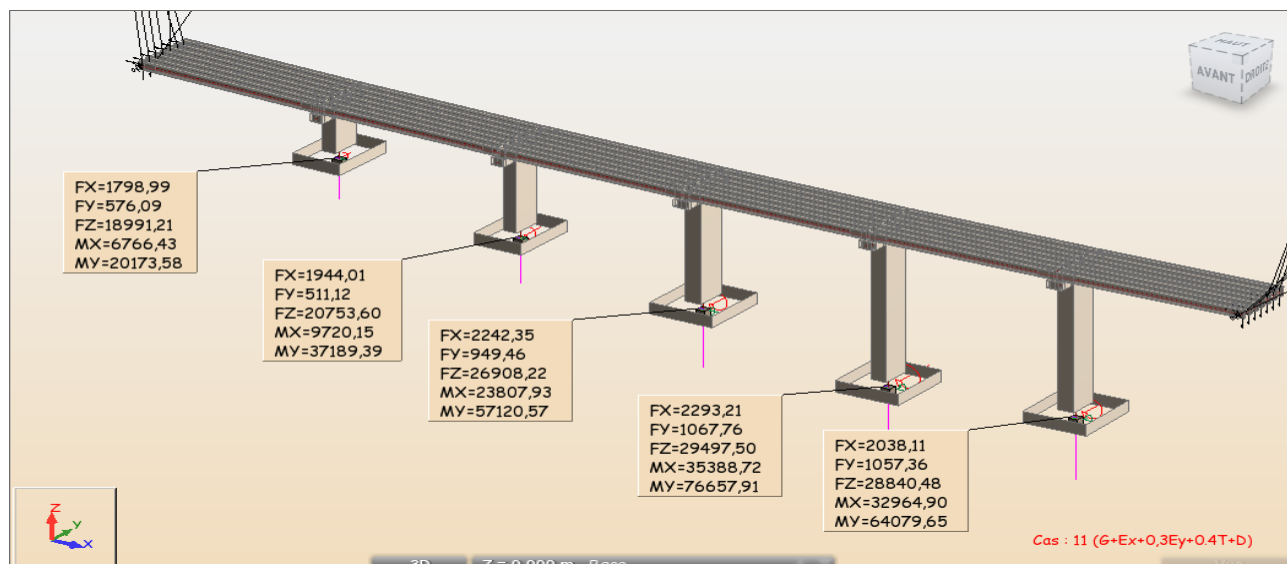
ANNEXE B.12. Les réactions dans la base de la pile sous la combinaison G +Ey+0,3Ex+0,4T+D



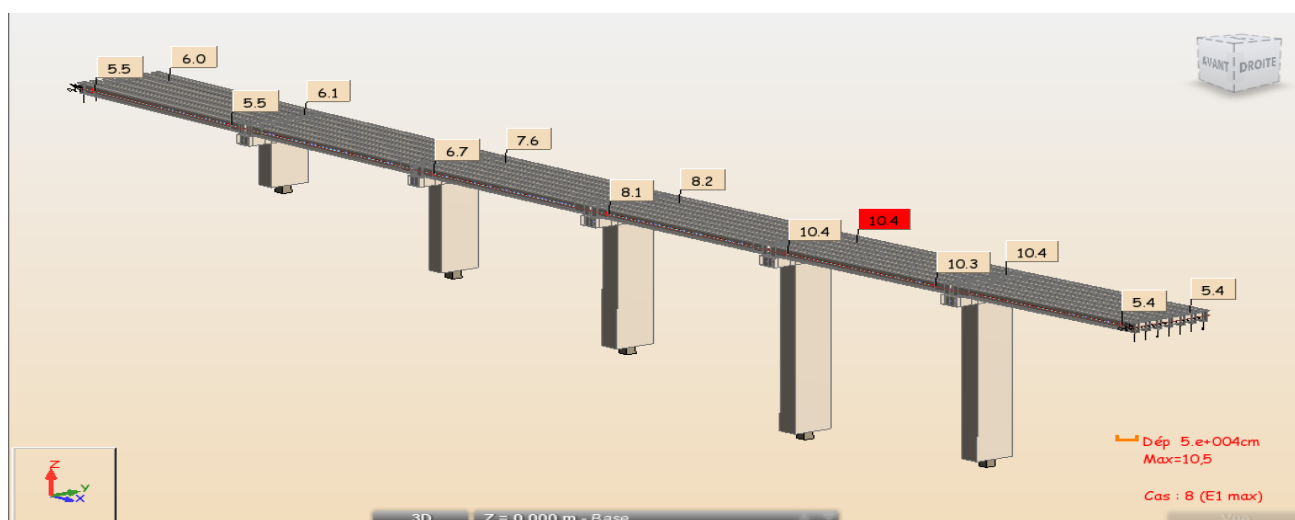
ANNEXE B.13. Les réactions dans la base de la pile sous la combinaison G +Ex+0,3Ey+0,4T+D



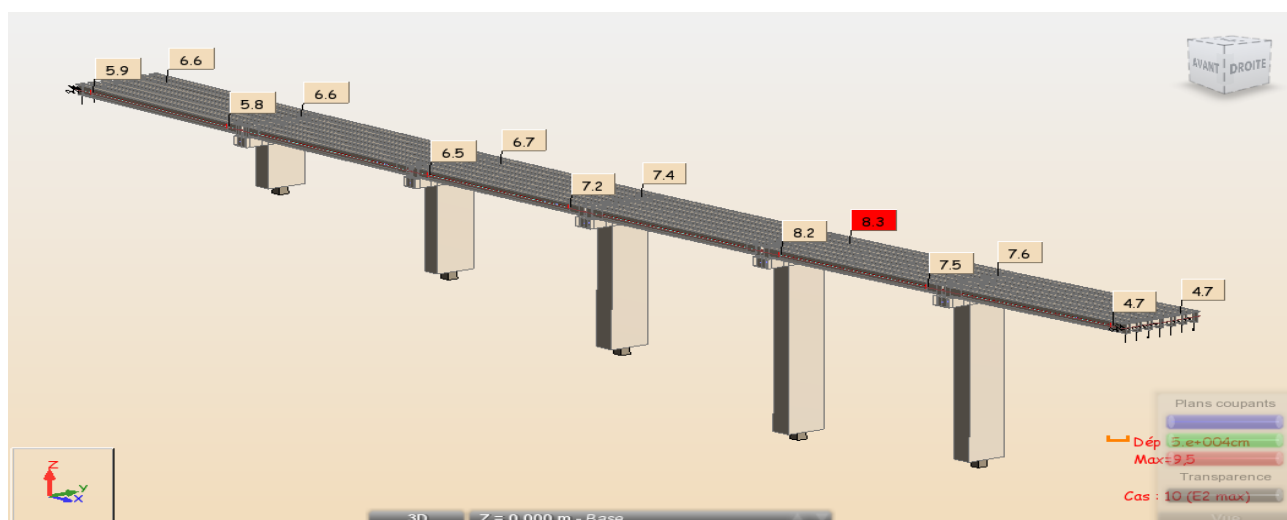
ANNEXE B.14. Les réactions dans la base de la semelle sous la combinaison G +Ey+0,3Ex+0,4T+D



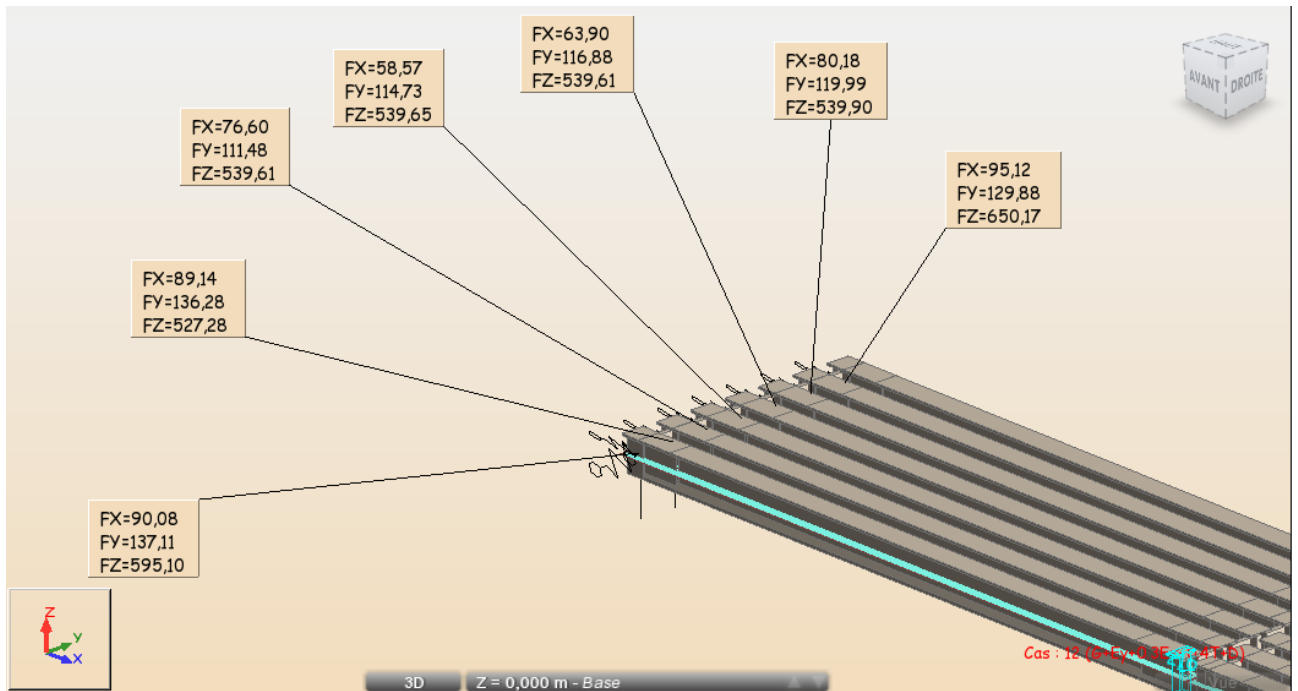
ANNEXE B.15. Les réactions dans la base de la semelle sous la combinaison G +Ex+0,3Ey+0,4T+D



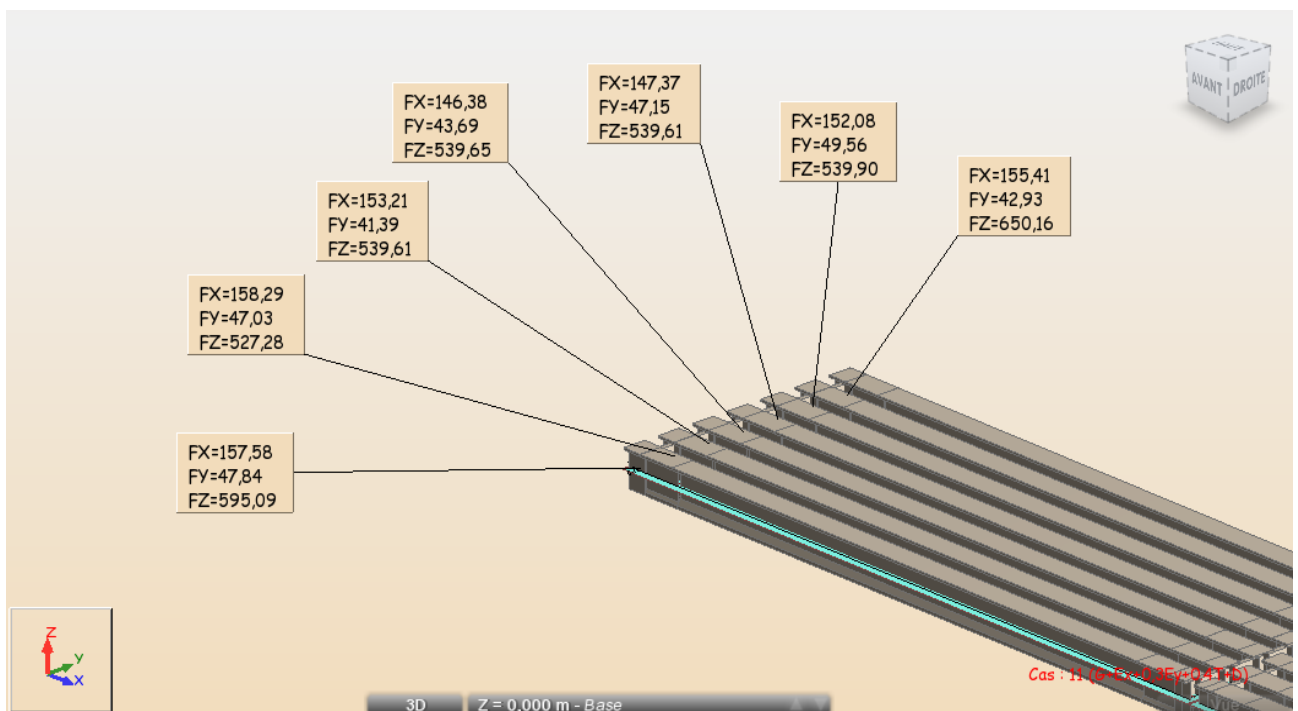
ANNEXE B.16. Déplacement longitudinale du tablier



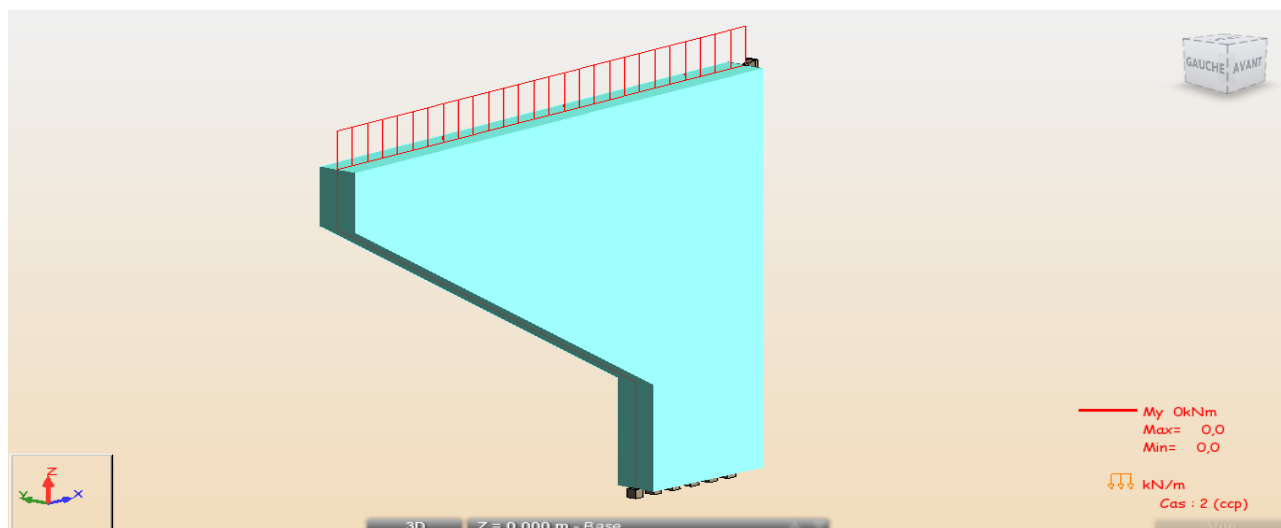
ANNEXE B.17. Déplacement transversale du tablier



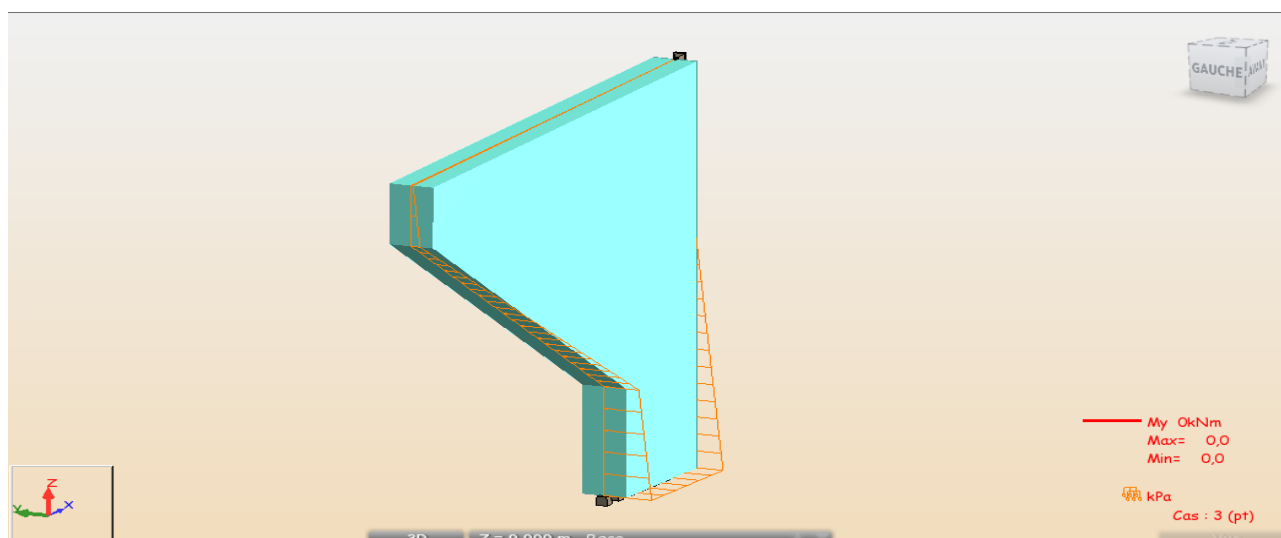
ANNEXE B.18. Les réactions de la culée due au les efforts sismique de tablier sous la combinaison $G + Ey + 0,3Ex + 0,4T + D$



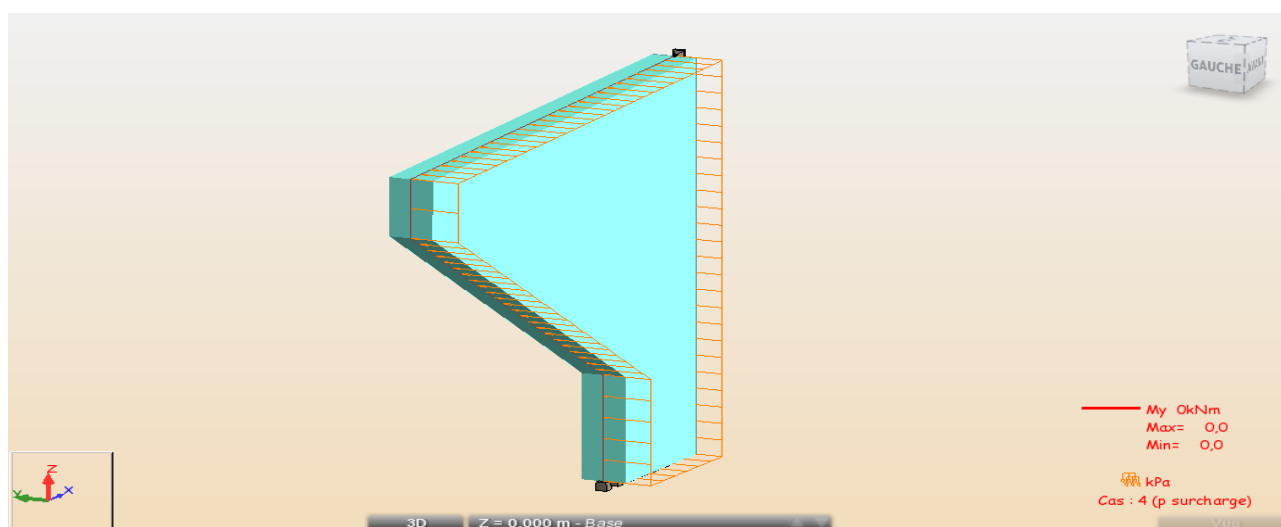
ANNEXE B.19. Les réactions de la culée due au les efforts sismique de tablier sous la combinaison $G + Ey + 0,3Ex + 0,4T + D$



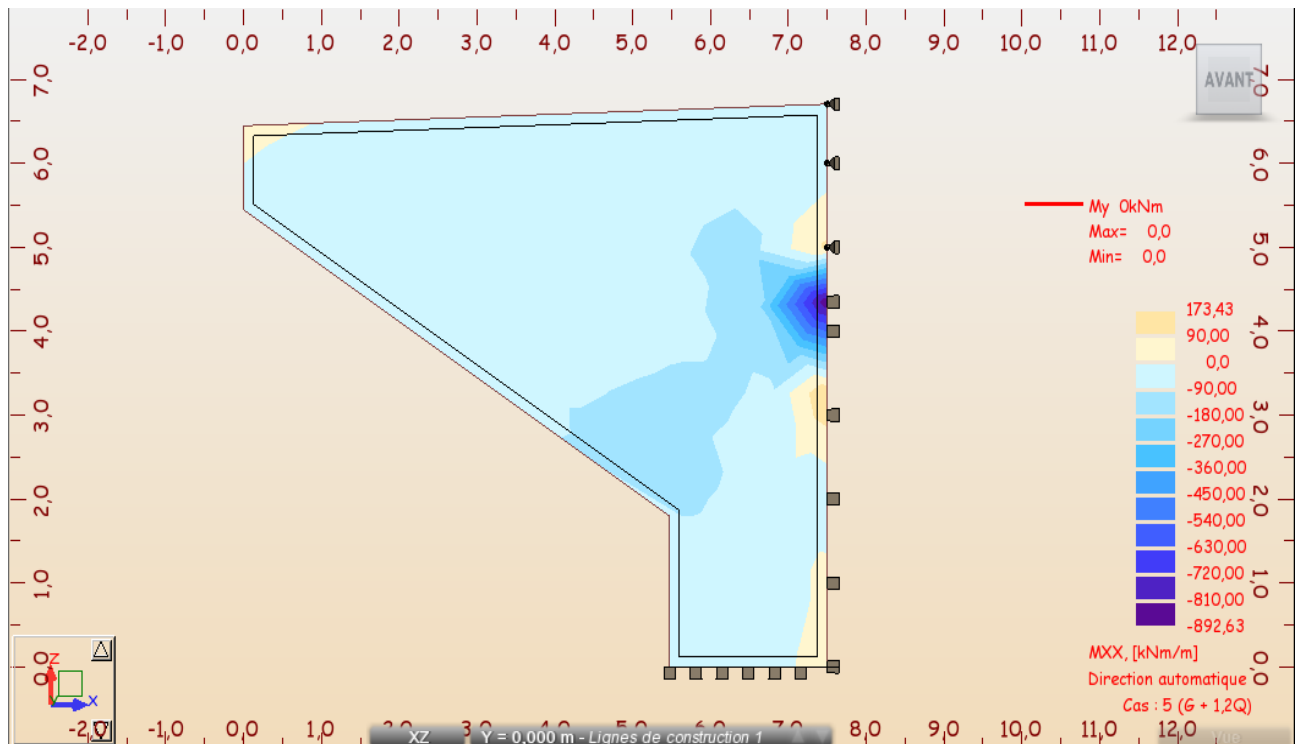
ANNEXE B.20. Charge complémentaire permanent en au-dessus de mur en retour



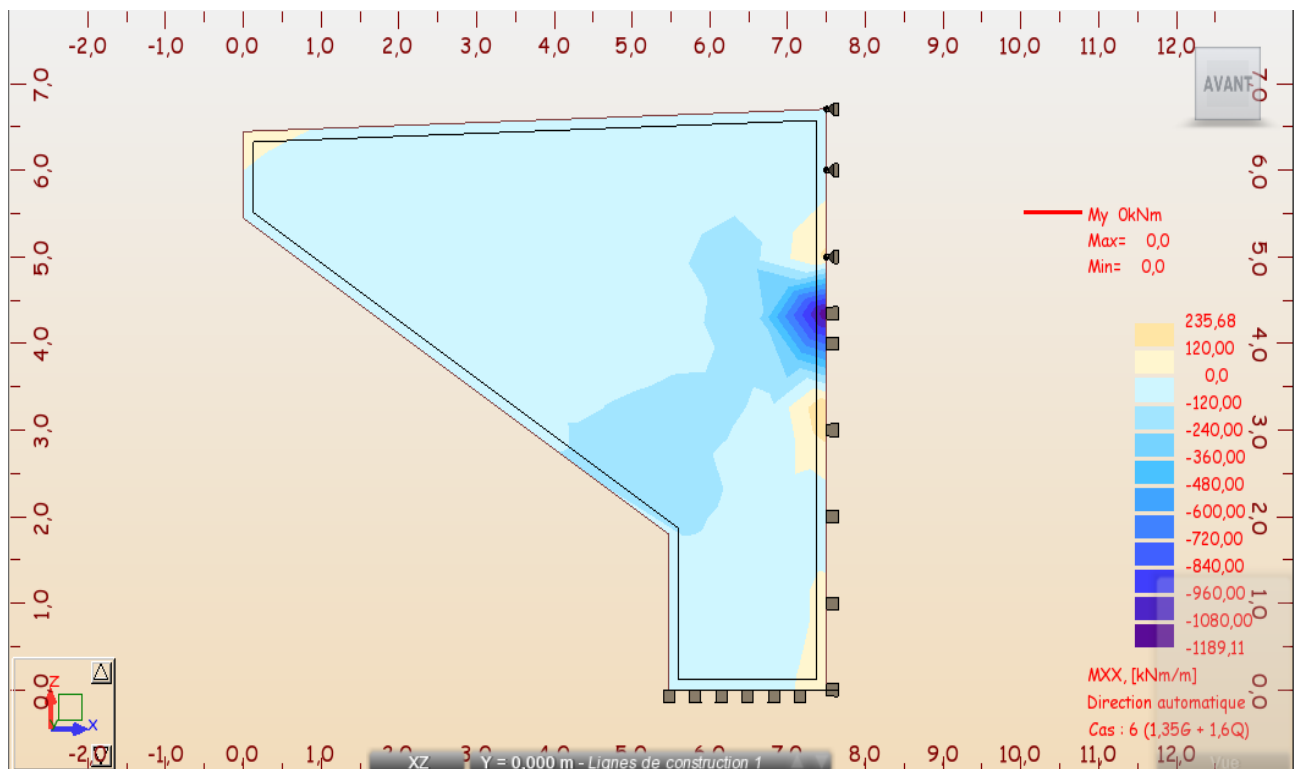
ANNEXE B.21. Poussée des terres sur le mur en retour



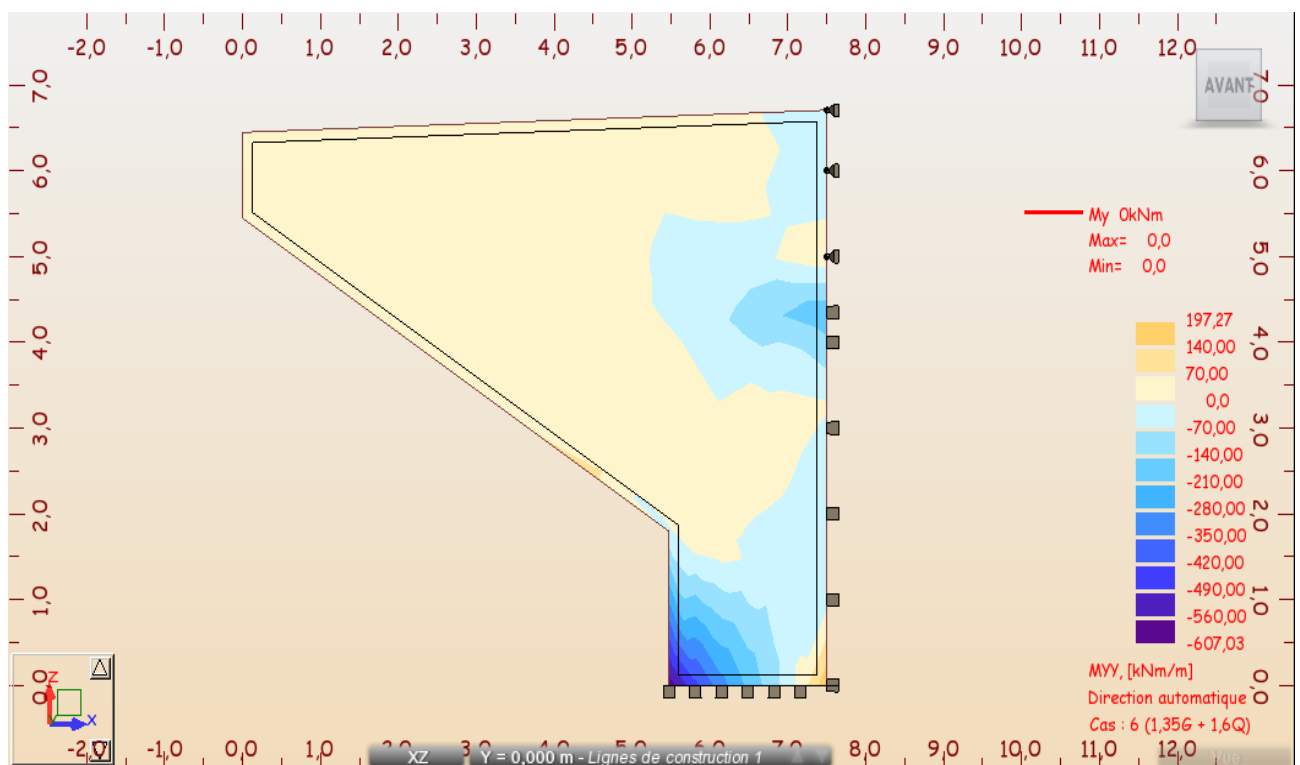
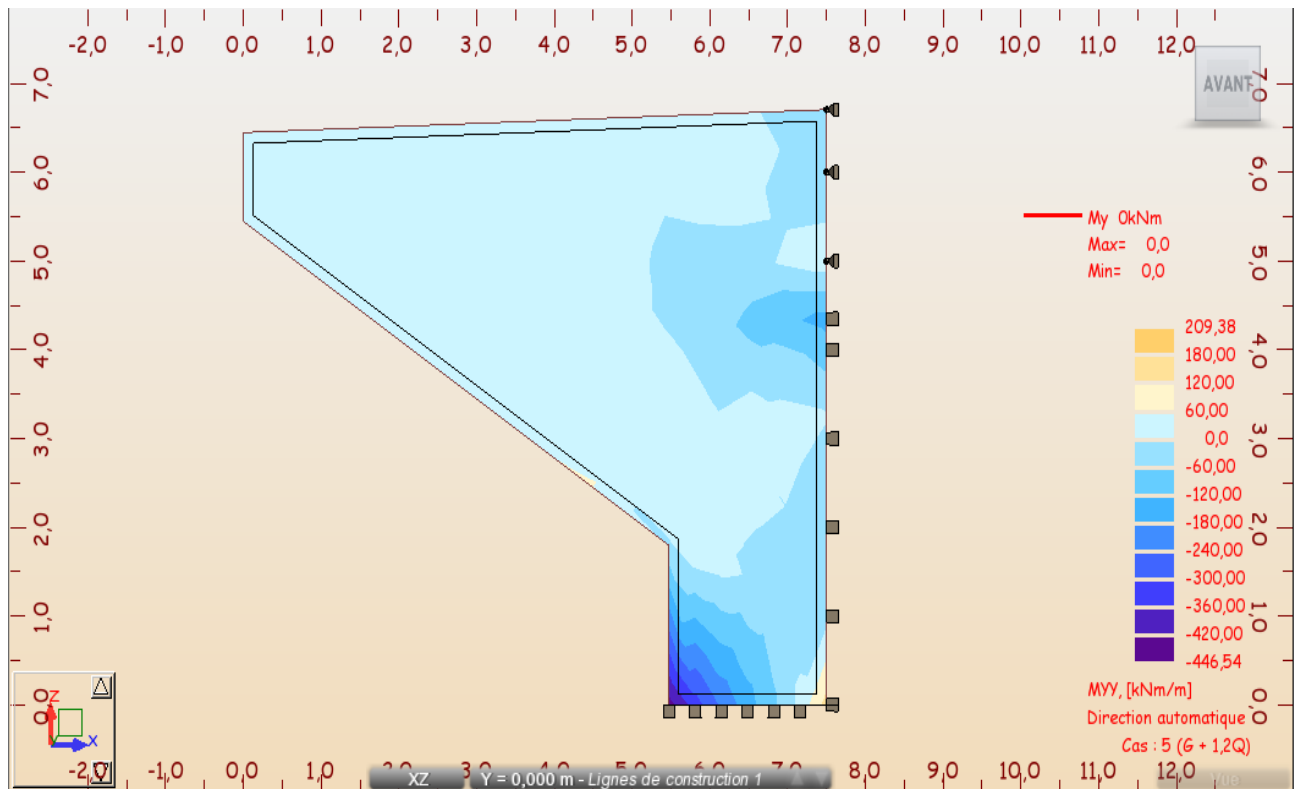
ANNEXE B.22. Poussée de surchargement sur le mur en retour



ANNEXE B.23. Moment fléchissant de la culée selon XX à l'ELS



ANNEXE B.24. Moment fléchissant de la culée selon XX à l'ELU



		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,10	0,55	0,73	0,79	-0,10	0,55	0,73	0,79
MEIs		0,00	1,87	2,37	2,53	0,00	1,87	2,37	2,53
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,79	6,79	6,79	6,79
P2 (MN)		3,31	3,31	3,31	3,31	6,27	6,27	6,27	6,27
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,48	6,99	7,51	0,00	5,48	6,99	7,51
	σ_{inf}	0,00	-6,20	-5,69	-8,59	0,00	-6,20	-7,98	-8,59
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,74	-0,64	-2,52	-3,15	7,23	-1,24	-4,86	-6,08
	σ_{inf}	2,06	11,51	13,70	14,45	3,98	22,23	26,46	27,91
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,53	-0,60	-2,37	-2,97	6,67	-1,14	-4,48	-5,61
	σ_{inf}	1,94	10,85	12,91	13,62	3,67	20,50	24,40	25,74
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,74	4,83	4,48	4,36	7,23	4,24	2,14	1,43
	σ_{inf}	2,06	5,31	8,02	5,86	3,98	16,03	18,48	19,31
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,53	4,87	4,62	4,54	6,67	4,33	2,51	1,90
	σ_{inf}	1,94	4,65	7,23	5,02	3,67	14,30	16,42	17,14

ANNEXE C.1. Vérification des contraintes normales phases 1 et 2.

		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)		0,20	0,98	1,15	1,21	0,20	0,98	1,15	1,21
MEIs		0,00	3,07	3,89	4,168	0	5,984	7,416	7,89
P1 (MN)		6,52	6,52	6,52	6,52	5,71	5,71	5,71	5,71
P2 (MN)		5,86	5,86	5,86	5,86	4,65	4,65	4,65	4,65
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,67	4,68	5,02	0,00	7,14	8,91	9,50
	σ_{inf}	0,00	-7,38	-9,45	-10,16	0,00	-14,37	-18,00	-19,22
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,41	-2,14	-3,55	-4,03	2,11	-1,87	-3,11	-3,53
	σ_{inf}	6,10	20,83	23,77	24,77	5,34	18,25	20,82	21,70
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,16	0,61	-0,11	-3,62	4,41	1,14	-0,21	-2,87
	σ_{inf}	5,48	18,72	21,35	22,25	4,34	14,84	16,93	17,64
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,41	1,53	1,12	0,99	2,11	5,27	5,80	5,96
	σ_{inf}	6,10	13,46	14,32	14,61	5,34	3,88	2,82	2,47
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,16	4,27	4,57	1,40	4,41	8,29	8,70	6,62
	σ_{inf}	5,48	11,34	11,90	12,09	4,34	0,47	-1,07	-1,58

ANNEXE C.2. Vérification des contraintes normales phases 3 et 4.

Désig	N (KN)	H (KN)	Fv/o (x/o)	$\frac{F_H}{F_H/O/a}$ (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	7618,75	/	0,00	1,25	0,00	/
Voile	3901,00	/	0,00	10,80	0,00	/
Chevêtre	1366,41	/	0,00	19,93	0,00	/
G Tablier	8948,49	/	0,00	20,75	0,00	/
Hf+r	/	137,45	/	20,75	/	2851,98
HT°	/	86,59	/	20,75	/	1796,75
(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1120,94	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1086,58	/	0,00	/	0,00	/
D240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
ST	52,50	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	97,50	/	20,75	/	2023,16
Bc	/	360,00	/	20,75	/	7470,00

ANNEXE C.3. Efforts appliqués à la semelle de la pile 2

	N	H	MH	MV	ΔM
G	21834,64	189,40	3930,03	0,00	3930,03
G+1.2Al+ST+0,6T	23863,62	306,40	6357,82	0,00	6357,82
G+1.2Bc+ST+0,6T	23232,27	621,40	15321,82	0,00	15321,82
G+Mc120+0,6T	22921,22	189,40	3930,03	0,00	3930,03
G+D240+0,6T	23613,47	189,40	3930,03	0,00	3930,03

ANNEXE C.4. Combinaisons des efforts à l'ELS à la semelle de la pile 2

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	29476,77	116,90	2425,61	0,00	2425,61
1.35G+1.6Al+1.6ST	32196,07	272,90	5662,66	0,00	5662,66
1.35G+1.26B+1.6ST	31354,27	692,90	14377,61	0,00	14377,61
1.36G+1.35Mc120	31878,18	116,90	2425,61	0,00	2425,61
1.35G+1.35D240	29547,64	116,90	2425,61	0,00	2425,61

ANNEXE C.5. Combinaisons des efforts à l'ELU à la semelle de la pile 2

	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁	R ₂	R ₃
G	1675,07	1819,55	1964,04018
G+1.2Al+ST+0,6T	1754,89	1988,64	2222,37859
G+1.2Bc+ST+0,6T	1372,72	1936,02	2499,32459
G+Mc120+0,6T	1765,62	1910,10	2054,58827
G+D240+0,6T	1823,30	1967,79	2112,27547

ANNEXE C.6. Les réactions des pieux à la semelle de la pile 2 à l'ELS

	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁	R ₂	R ₃
1,35G	2367,22	2456,40	2545,57434
1.35G+1.6Al+1.6ST	2474,82	2683,01	2891,19223
1.35G+1.26B+1.6ST	2084,27	2612,86	3141,44429
1.36G+1.35Mc120	2567,34	2656,52	2745,69199
1.35G+1.35D240	2373,13	2462,30	2551,48059

ANNEXE C.7. Les réactions des pieux à la semelle de la pile 2 à l'ELU

Désig	N (KN)	H (KN)	Fv/o (x/o)	$I_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	9937,50	/	0,00	1,25	0,00	/
Voile	9949,80	/	0,00	17,95	0,00	/
Chevêtre	1639,69	/	0,00	34,23	0,00	/
G Tablier	8948,49	/	0,00	35,05	0,00	/
Hf+r	/	137,45	/	35,05	/	4817,45
HT°	/	86,59	/	35,05	/	3034,99
(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1120,94	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1086,58	/	0,00	/	0,00	/
D240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
ST	70,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	97,50	/	35,05	/	3417,43
Bc	/	360,00	/	35,05	/	12618,00

ANNEXE C.8. Efforts appliqués à la semelle de la pile 4

	N	H	MH	MV	ΔM
G	30475,48	189,40	6638,44	0,00	6638,44
G+1.2Al+ST+0,6T	32521,95	306,40	10739,36	0,00	10739,36
G+1.2Bc+ST+0,6T	31890,60	621,40	21780,04	0,00	21780,04
G+Mc120+0,6T	31562,05	189,40	6638,44	0,00	6638,44
G+D240+0,6T	32254,30	189,40	6638,44	0,00	6638,44

ANNEXE C.9. Combinaisons des efforts à l'ELS à la semelle de la pile 4

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	41141,89	116,90	4097,24	0,00	4097,24
1.35G+1.6Al+1.6ST	43889,19	272,90	9565,13	0,00	9565,13
1.35G+1.26B+1.6ST	43047,39	692,90	24286,04	0,00	24286,04
1.36G+1.35Mc120	43543,30	116,90	4097,24	0,00	4097,24
1.35G+1.35D240	41236,39	116,90	4097,24	0,00	4097,24

ANNEXE C.10. Combinaisons des efforts à l'ELU à la semelle de la pile 4

ANNEXE C. TABLEUX DE CALCUL

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,81	1,24	54,32	0,02	0,0	54,32	0,02	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 2	0,96	1,04	57,90	0,14	0,0	3,58	0,12	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 3	0,98	1,02	57,90	31,94	0,0	0,00	31,80	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 4	0,98	1,02	57,90	44,66	0,0	0,00	12,72	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 5	1,00	1,00	57,91	47,13	0,0	0,01	2,47	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 6	1,01	0,99	69,04	47,13	0,0	11,13	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 7	1,01	0,99	69,34	47,13	0,0	0,30	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 8	1,01	0,99	69,51	47,13	0,0	0,18	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 9	1,02	0,99	69,59	47,13	0,0	0,07	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 10	1,02	0,99	69,61	47,13	0,0	0,02	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 11	1,03	0,97	69,63	50,30	0,0	0,02	3,16	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 12	1,04	0,97	69,71	61,02	0,0	0,08	10,73	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 13	1,07	0,94	79,12	61,04	0,0	9,41	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 14	1,08	0,93	79,14	61,23	0,0	0,02	0,19	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 15	1,08	0,93	79,15	73,43	0,0	0,00	12,20	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 16	1,09	0,92	79,23	73,47	0,0	0,09	0,04	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 17	1,10	0,91	88,30	73,54	0,0	9,07	0,07	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 18	1,11	0,90	88,39	73,55	0,0	0,09	0,02	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 19	1,12	0,90	88,40	73,56	0,0	0,01	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 20	1,13	0,89	88,40	73,56	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 21	1,13	0,88	88,40	73,56	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 22	1,13	0,88	88,43	73,57	0,0	0,03	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 23	1,13	0,88	88,43	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 24	1,13	0,88	88,43	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 25	1,13	0,88	88,43	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 26	1,14	0,87	88,43	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 27	1,15	0,87	88,43	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 28	1,16	0,86	88,44	73,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 29	1,17	0,85	88,44	73,58	0,0	0,00	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 30	1,19	0,84	88,44	74,26	0,0	0,00	0,67	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 31	1,21	0,82	88,44	74,39	0,0	0,00	0,13	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 32	1,21	0,82	88,44	74,42	0,0	0,00	0,03	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 33	1,22	0,82	88,44	74,42	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 34	1,24	0,81	88,44	74,44	0,0	0,00	0,02	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 35	1,25	0,80	88,44	74,44	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 36	1,25	0,80	88,44	74,44	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 37	1,25	0,80	88,44	74,44	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 38	1,25	0,80	88,44	74,44	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 39	1,50	0,67	88,45	74,89	0,0	0,01	0,45	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 40	1,82	0,55	88,75	74,89	0,0	0,30	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 41	1,88	0,53	88,75	74,89	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 42	1,89	0,53	88,75	74,89	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 43	1,89	0,53	88,75	74,89	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 44	1,89	0,53	88,76	74,89	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 45	1,97	0,51	90,85	74,89	0,0	2,09	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 46	2,10	0,48	90,85	74,91	0,0	0,00	0,02	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 47	2,33	0,43	90,85	74,91	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 48	2,58	0,39	94,16	74,91	0,0	3,30	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 49	2,69	0,37	94,16	74,92	0,0	0,00	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 50	2,78	0,36	94,16	80,57	0,0	0,00	5,64	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0

ANNEXE C. TABLEUX DE CALCUL

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 51	2,99	0,33	94,16	80,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 52	2,99	0,33	94,16	80,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 53	3,00	0,33	94,16	80,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 54	3,00	0,33	94,16	80,57	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 55	3,08	0,32	94,16	86,18	0,0	0,01	5,61	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 56	3,15	0,32	94,16	86,18	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 57	3,35	0,30	94,16	86,18	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 58	3,35	0,30	94,16	86,19	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 59	3,35	0,30	94,16	86,19	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 60	3,36	0,30	94,16	86,19	0,0	0,00	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 61	3,40	0,29	94,16	86,19	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 62	3,48	0,29	94,16	86,20	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 63	3,49	0,29	94,16	86,20	0,0	0,00	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 64	3,49	0,29	94,16	86,20	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 65	3,50	0,29	94,16	86,21	0,0	0,00	0,01	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 66	3,73	0,27	96,92	86,22	0,0	2,76	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 67	3,74	0,27	96,92	86,22	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 68	3,91	0,26	96,92	86,23	0,0	0,00	0,02	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 69	3,92	0,26	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 70	3,92	0,26	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 71	3,92	0,26	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 72	3,93	0,25	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 73	3,95	0,25	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 74	3,95	0,25	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 75	3,95	0,25	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 76	4,13	0,24	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 77	4,25	0,24	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 78	4,28	0,23	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 79	4,28	0,23	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 80	4,28	0,23	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 81	4,28	0,23	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 82	4,32	0,23	96,92	86,24	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 83	4,32	0,23	96,92	86,25	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 84	4,32	0,23	96,92	86,25	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 85	4,32	0,23	96,92	86,25	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 86	4,34	0,23	96,92	86,25	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 87	4,50	0,22	96,92	92,47	0,0	0,00	6,23	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 88	4,70	0,21	96,92	92,47	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 89	4,75	0,21	96,92	92,47	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 90	4,75	0,21	96,92	92,47	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 91	4,75	0,21	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 92	4,78	0,21	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 93	4,78	0,21	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 94	4,78	0,21	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 95	4,78	0,21	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 96	4,90	0,20	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 97	4,95	0,20	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 98	5,00	0,20	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 99	5,00	0,20	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0
4/ 100	5,00	0,20	96,92	92,48	0,0	0,00	0,00	0,0	7294477,36	7294477,36	0,0

ANNEXE C.11. Les résultats de l'analyse modale 100 mode avec logiciel ROBOT

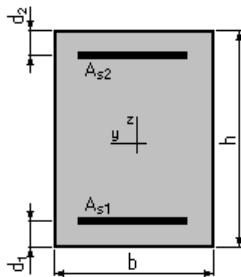
❖ **HOUDIS**

- Ferraillage nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (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:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63,93	0,00
Etat Limite de Service	47,92	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 9,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,44 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 63,93$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,38		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 20,9$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,37$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 47,92$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

- **Ferrailage nappe inférieure**

Calcul de Section en Flexion Simple

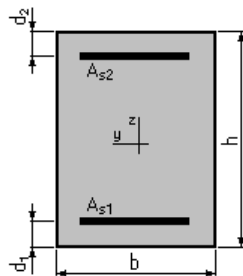
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (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)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58,96	0,00
Etat Limite de Service	44,21	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,40 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 58,96 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 21,0 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,25 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 44,21 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 6,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 19,9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

❖ ENTRETOISE

- Ferraillage nappe supérieure

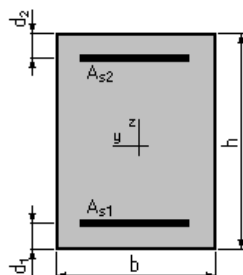
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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:



$b = 25,0 \text{ (cm)}$
 $h = 120,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	388,19	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 388,19 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 111,5 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,83 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

- Ferraillage nappe inférieure

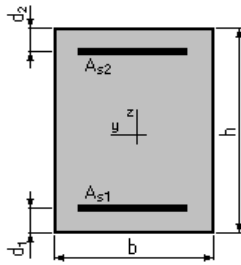
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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:



$b = 25,0 \text{ (cm)}$
 $h = 120,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	401,28	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,29 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 401,28 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 111,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,86 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:	tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

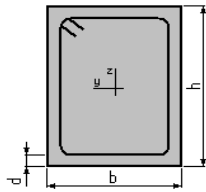
- Cadres transversales

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$b = 25,0 \text{ (cm)}$
 $h = 120,0 \text{ (cm)}$
 $d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	730,18	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

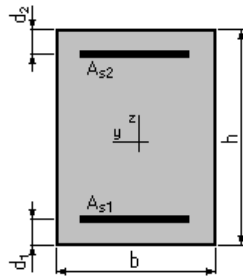
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 3,5 \text{ (m)}$
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres : $2 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 20,5 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $10 + 5*20 + 1*25 \text{ (cm)}$

**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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:



$$b = 300,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6163,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 82,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 51,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,19 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 6163,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 156,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,54 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section à l'effort Tranchant

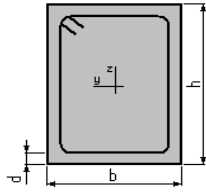
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 300,0 \text{ (cm)}$
 $h = 165,0 \text{ (cm)}$
 $d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	4584,07	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 3,5 \text{ (m)}$
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16$
 Espacement : $S_t = 16,8 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $8 + 8 \times 16 \text{ (cm)}$

❖ PIEUX

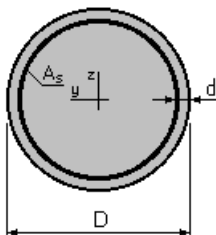
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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.	ELS	1372,72	186,74	0,00
2.	ELU	2084,27	208,23	0,00
3.	ELA	29497,50	186,74	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 22,6$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,88$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 1372,72 (kN)** **$M_y = 186,74$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 9,51

Position de l'axe neutre: $y = 135,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 24,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 2084,27 (kN)** **$M_y = 208,23$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 9,89 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 124,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,41$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 29497,50 (kN)** **M_y = 186,74 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 744,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 426,7$ (MPa)

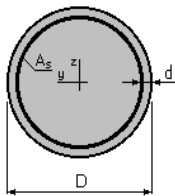
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	692,90	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,7$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres: $2 \varnothing 16$
 Espacement : $S_t = 40,0 \text{ (cm)}$
 Espacement maximum : $S_{t,\max} = 40,0 \text{ (cm)}$

❖ Mur frontal

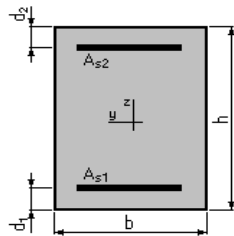
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 150,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	689,54	448,86

4. Résultats:

Sections d'Acier:

	Section théorique	Section minimum	théorique	minimum
A_{s1}	$15,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s\min} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$	$\rho_{\min} = 0,20 \text{ (\%)}$
A_{s2}	$15,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s\max} = 750,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 689,54 \text{ (kN)}$ $M = 448,86 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,27
 Position de l'axe neutre: $y = 65,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 123,3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 8,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 22,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

❖ Mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

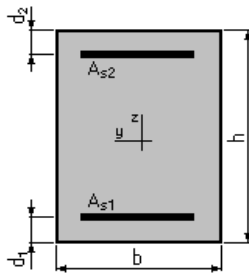
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (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)	156,42	0,00
Etat Limite de Service	117,14	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,86$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 156,42$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,32		Pivot: B	

Position de l'axe neutre: $y = 7,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,9$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,91$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 117,14$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

❖ Dalle de transition

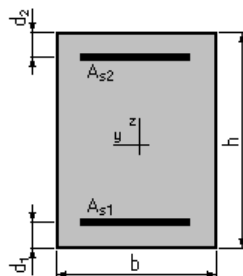
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (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)	75,14	0,00
Etat Limite de Service	99,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 13,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,72 \text{ (\%)}\br/>
 minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}\br/>$$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 75,14 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,35 Pivote: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 22,4 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,46 \text{ (\%)}\br/>
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\br/>
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

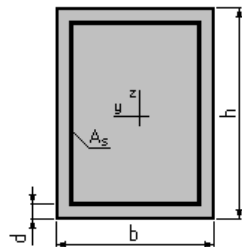
Cas ELS $M_{\max} = 99,04 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 21,9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

❖ Corbeau**Calcul d'une Section Comprimée****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 40,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	99,04
Etat Limite de Service	71,14
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 333333,3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,77$		N_u (béton seul)	$= 5702,38$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 11,2$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 200,0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0,42$	(%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$	(%)
maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)

❖ Mur en retour

- Ferrailage selon l'axe XX (Vertical)

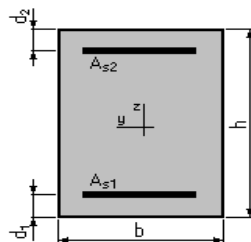
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (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)

$h = 60,0$ (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)	795,00	0,00
Etat Limite de Service	588,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 49,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,90$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 795,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 17,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 48,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,48$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 588,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 22,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 47,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

• Ferrailage selon l'axe YY (Horizontal)

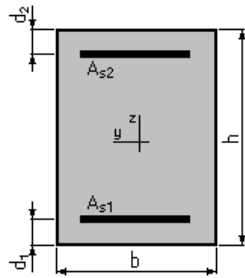
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	320,00	0,00
Etat Limite de Service	240,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 320,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 52,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,42 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 240,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 15,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 49,9 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$	