

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN
PONT SUR OUED ZEGHOUA
DANS LA WIALAYA DE MEDEA**

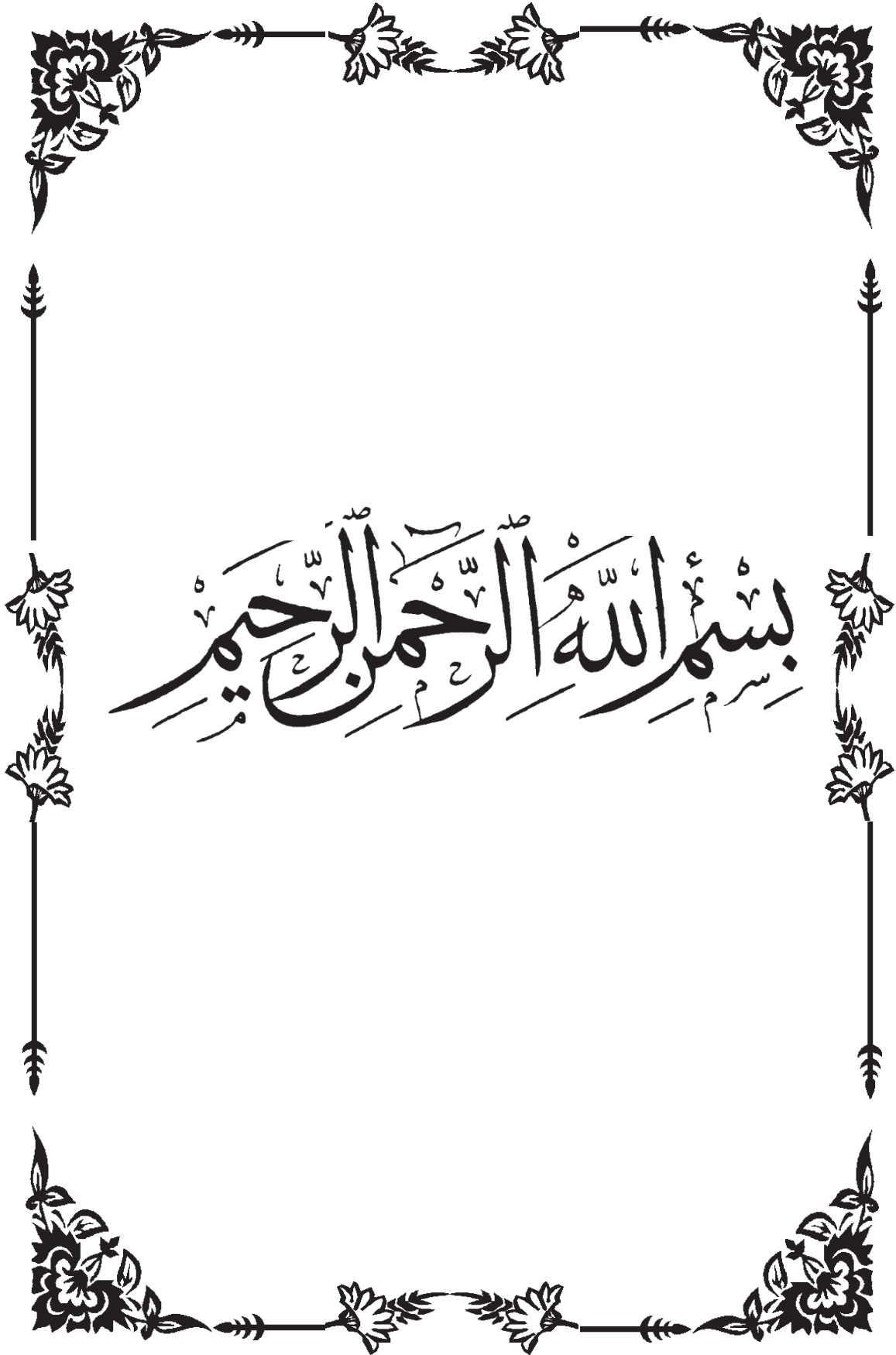
Présenté par :

BOUAISSA Salah Eddine
YOUNSI Brahim

Encadré par :

Dr. KHELFI Mebarek

Promotion 2018 /2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ

REMERCIEMENT

AU SEIN DE CE TRAVAIL, NOUS PRÉSENTONS NOS VIFS

REMERCIEMENTS :

- ✓ *À NOTRE PROMOTEUR ET CO PROMOTEUR MR. KHELFI MEBARAK ET BOUKENNA ZAKARIA, POUR SES COMPRÉHENSIONS ET DE SES PATIENCES, AUSSI ILS NOUS ONT TOUJOURS DIRIGÉS, CONSEILLÉS ET ENCOURAGÉS PENDANT TOUTE LA PÉRIODE DE TRAVAIL.*
- ✓ *AINSI NOS SINCÈRES GRATITUDES ET NOS PROFONDES RECONNAISSANCES À MR :
BABAKHOUYA YUCEF, POUR TOUS SES EFFORTS POUR NOUS AIDER À FINIR CE SUJET.*
- ✓ *NOUS REMERCIONS ÉGALEMENT TOUS LES ENSEIGNANTS QUI SIÈGENT CE JURY, POUR LA
CRITIQUE QU'ILS FERONT DE MON TRAVAIL.*
- ✓ *TOUS LES TRAVAILLEURS DU DÉPARTEMENT.*
- ✓ *NOUS VOUDRONS SOULIGNER LES CONTRIBUTIONS EFFICACES DE TOUS NOS PROCHES ET
AMIS QUI, À DES TITRES DIVERS, M'ONT AIDÉS ET SOUTENUS.*
- ✓ *ENFIN, QUE TOUS CEUX QUI ONT CONTRIBUÉ DE PRÈS OU DE LOIN À LA RÉALISATION DE
CE MÉMOIRE TROUVE ICI L'EXPRESSION DE NOTRE SINCÈRE RECONNAISSANCE.*

DEDICACE

Avant tout, je remercie premièrement Dieu tout Puissant, de m'avoir donné la force, le courage et la volonté durant tout mon cursus des études et d'avoir réalisé mon travail.

- Ensuite je remercie infiniment mes parents : ma très chère mère ZEKKARA NADJIA et mon père RACHID qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

Je dédie :

- À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Mes sœurs NADJLA, AMEL et MANEL d'où je m'inspire le courage.
- À ma grande mère et père, mes oncles et mes tantes, mes cousins et mes cousines et le reste de ma grande et fabuleuse famille.
- À mon binôme Salah Eddine et toute sa famille ;
- À Tous mes enseignants de primaire, CEM, lycée, EPST et l'ENSTP.
- À mon encadreur Dr. KHELFI.
- À mes chers amis que je n'oublierai jamais Mhamed, Oussama, Amine, Benaissa, Benamlaj, Wathiq, Hichem, Akram, marwan, dadi
- Mes amis de promo 2018 ENSTP et spécialement : kartobi, Abderrahmane karika, redha, fares, saad, didine, oussama, Boubaker.

YOUNSI BRAHIM

الحمد لله والصلاة والسلام على رسول الله أما بعد:

اهدي عملي هذا المتواضع إلى :

سليمة بوهدة أمي التي ربنتني وسمررت وتعبدت من أجلي والتي تشناق لرؤيتي بفارغ الصبر

إلى خالد أبي الذي أفنني عمره في تربيتي وتعليمي، قدوتي وسندي في الحياة

أطال الله في عمرهما و سخرهم في طاعته

إلى الأني الأخبير معاذ و احمد وليد الشقي و اختي ايمان

إل عمي - رضا رحمه الله و كل اعمامي و عماتي.

إلى خالي أحمد المغترب اللهم رده الينا و باقي خالي و خالتي

و كل العائلة الضريمة

إلى جميع الأساتذة والمعلمين من التعليم الابتدائي إلى غاية التخرج

اللي الأستاذ الذي اطربنا و حرص علينا الأستاذ مبارك خلفي

إلى جميع الطلبة دفعة 2019 و 2018

اللي زميلي و صديقي العزيز إبراهيم و كل عائلته

خاصة رضا، فارس، نورالدين، سيد علي، أسامة، نذير، سعد، محمد، عبد الرحمن، يحيى

إلى رفقاء الدروج أيوب، ايمن، عبد الكريم، بن محيسى، مهدي، صديق، سفيان، بن محمد اسلام و كل

من احبنا واحببنا في الله

Sommaire

Chapitre I. L'ETUDE D'IMPACT DE L'AFFOUILLEMENT AU NIVEAU DES PILES	2
I.1. Introduction	2
I.2. L'aspect historique du phénomène d'affouillement	2
I.3. Types d'affouillement	2
I.3.1. Affouillement général	3
I.3.2. Affouillement local	3
I.3.3. Affouillement de contraction	3
I.4. Méthodes d'évaluation de l'affouillement	4
I.4.1. Evaluation in situ	4
I.4.2. Evaluation empirique	4
I.4.2.1. L'approche américaine	5
I.4.3. L'approche française	7
I.5. calcul de l'affouillements	8
I.5.1. Présentation des données	8
I.5.2. L'approche American	8
I.5.3. L'approche française	8
I.6. Protection contre les affouillements	8
I.6.1. Tapis d'enrochement	8
I.6.2. Protection par îlots	9
I.6.3. Protection par L'avant bec	9
CHAPITRE II. PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE	11
II.1. INTRODUCTION	11
II.2. description et l'objective du projet	11
II.3. LE RECUEIL DES DONNEES	12
II.3.1. Les données fonctionnelles	12
II.3.1.1. Données relatives à la voie portée	12
II.3.2. Les données naturelles	13
II.3.2.1. Les données topographiques	13
II.3.2.2. Les données sismologiques	14
II.4. Essais In Situ	15
II.4.1. Sondages carottés (FORDIA : EMCI450 17 750):	15

II.5. Essais au Laboratoire.....	15
II.5.1. Essais d'indentification:	15
II.5.2. Analyses granulométriques (NF P 94 - 056) :	15
II.5.3. Limites d'Atterberg (NA P 94 - 051).....	16
II.6. Essais mécaniques	16
II.6.1. Essais de Cisaillement (Cu et σ_{Pu}) (NF P 94 - 071 - 1).....	16
II.6.2. Essais de Compression Simple RC en bars (XP P94 - 202).....	16
II.7. Critères de choix du type d'ouvrage.....	16
II.8. Proposition des variantes	17
II.8.1. Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension... 17	
II.8.1.1. Conception générale	17
II.8.1.2. Avantages et inconvénients	20
II.8.2. Variante N°2 : Pont à poutres préfabriquées en béton armé..... 20	
Conception générale :	20
II.8.2.1. Avantages et inconvénients	23
II.8.3. Variante N° 3 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par Pré-tension... 23	
II.8.3.1. Conception générale	23
II.8.3.2. Avantages et inconvénients	26
II.9. ANALYSE MULTICRITERES	27
II.10. CONCLUSION.....	29
CHAPITRE III. CHARGE ET SURCHARGES.....	30
III.1. Introduction	30
III.1.1. Hypothèses de calcul.....	30
I.1.1.1. Normes et règles de calcul	30
III.1.2. Caractéristiques des matériaux.....	30
III.1.2.1. . Béton	30
III.1.2.2. Armatures passives.....	31
III.1.2.3. Armatures de précontraintes.....	31
III.1.3. . Contraintes admissibles.....	31
III.1.3.1. Contraintes admissibles à la compression	31
III.1.3.2. Déformation longitudinale du béton	32
III.1.3.3. Contrainte limite de traction des aciers	32
III.2. Etude longitudinale	32
III.2.1.1. Poids propre.....	32
III.2.1.2. Le poids des Poutres.....	32

III.2.2. Le poids de la Dalle.....	32
III.2.3. Revêtement.....	33
III.2.4. Trottoir	33
III.2.5. Corniche	33
III.2.6. Glissière de sécurité	33
III.2.7. Garde-corps	33
III.3. Calcul des surcharges.....	34
III.3.1. Caractéristiques de pont.....	34
III.3.1.1. Classe de pont :	34
III.3.1.2. Nombre de voies.....	34
III.3.2. Evaluation des charges	34
III.3.2.1. Système A(L)	34
III.3.2.2. 4.2 Système de charge B	35
▪ Système Bc	36
III.3.2.3. Système MC120	38
III.3.2.4. Système D240	38
III.3.2.5. Les surcharges sur trottoir.....	39
III.4. Etude transversale	40
III.4.1. La méthode de Guyon- Massonnet.....	40
III.4.2. Paramètre d'entretoisement.....	41
III.4.2.1. Rigidité flexionnelle de la poutre	41
III.4.2.2. Rigidité flexionnelle de la dalle.....	41
III.4.3. Paramètre de torsion α :.....	41
III.4.3.1. Calcul de rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :.....	41
III.4.3.2. Calcul de rigidité torsionnelle de la dalle γ_E	42
III.5. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	43
III.5.1.1. Coefficient de répartition transversale	43
III.5.1.1. Construction des lignes d'influence :	44
III.5.1. Etude du chargement :	45
III.5.2. Etude les moments fléchissant longitudinaux ami – travée :	45
III.5.2.1. Combinaison du moment réel à mi- travée :	47
III.6. étude transversaleE par robot.....	47
III.7. conclusion.....	48
CHAPITRE IV. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE.....	49
IV.1. INTRODUCTION generale.....	49

IV.2. GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE :	50
IV.2.1. Introduction	50
IV.2.2. Principe de la précontrainte	50
IV.2.3. Précontrainte par pré-tension	51
IV.2.3.1. Le principe de la précontrainte par pré-tension	51
IV.2.3.2. Etapes générales de réalisation	51
IV.3. Dimensionnement de la précontrainte	52
IV.3.1. Données	52
IV.3.2. Les caractéristiques de la poutre	52
IV.3.3. Calcul le nombre de torons	52
IV.3.4. La disposition des torons	53
IV.3.5. Vérification des contraintes	54
IV.3.6. Calcul de perte	57
IV.3.6.1. Les pertes instantanées	57
IV.3.7. Les pertes différées	59
IV.4. Vérification des contraintes	60
IV.4.1. Vérification des contraintes normales	60
IV.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement	62
IV.5. Ferrailage des armatures passives	62
IV.5.1. Ferrailage longitudinale	62
IV.5.1.1. Les armatures de peau	62
IV.5.1.2. Les armatures longitudinales dans la zone tendue	62
IV.5.2. Les armature transversal	63
CHAPITRE V. ETUDE DE L'HOUDIS	64
V.1. ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE	64
V.1.1. Moments M_a et M_b au centre de la dalle	64
V.1.2. Moments dus au poids propre	65
V.1.2.1. Moment longitudinal	65
V.1.2.2. Moment transversal	65
V.1.3. Moment dus aux surcharges	65
V.1.3.1. Moment du aux surcharge A(L)	65
V.1.3.2. Moments dus aux surcharges Bc :	66
V.1.3.3. Moment du à la surcharge Bt :	67
V.1.3.4. Moment due à la surcharge Mc120 :	67
V.1.3.5. Moment due à la surcharge D240 :	67

V.2. Ferrailage de l'hourdis	68
CHAPITRE VI. CALCUL DE DEFORMATION 70	
VI.1. INTRODUCTION	70
VI.2. calcul des fleches.....	70
VI.2.1. Fleche due au poids propre :	70
VI.2.2. Contre flèche due à la précontrainte.....	70
VI.2.3. Fleche due a la charge D240.....	71
VI.2.4. La flèche totale en service:.....	71
VI.3. Calcul de rotation	71
VI.3.1. Rotation due au poids propre.	71
VI.3.2. Rotation due à la précontrainte	71
VI.3.3. Rotation de surcharge.....	72
VI.3.4. Rotation totale.	72
VI.4. Calcul des déplacements.	72
VI.4.1. Rotation due au poids propres.....	72
VI.4.2. Déplacement due au retrait de la poutre.	72
VI.4.3. Déplacement due au fluage.....	72
VI.4.4. Déplacement due au temperature.....	72
VI.4.5. Déplacement total.	72
CHAPITRE VII. ETUDE DES EQUIPEMENTS	74
VII.1. Etude de l'appareil d'appui.....	74
VII.1.1. Choix du type d'appareil	74
VII.1.2. Dimensionnement général des appareils d'appui :	74
VII.1.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appui.....	74
VII.1.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère	75
VII.1.2.3. Détermination des efforts sur l'appareil d'appui:	75
VII.1.3. Vérification des contraintes	76
VII.1.3.1. Contrainte de compression	76
VII.1.3.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal	77
VII.1.3.3. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal	77
VII.1.4. Dimensionnement des frettes.....	78
VII.2. Etude du dés d'appui	78
VII.2.1. Les dimensions du dés d'appuis	78
VII.2.2. Ferrailage du dé d'appui	78
VII.2.2.1. Armature de chaînage	78

VII.2.2.2. Armatures de profondeur	79
VII.2.2.3. Armatures de diffusion	79
VII.3. Joint de chaussée :	79
VII.3.1. Calcul du souffle.....	80
VII.3.1.1. Les composantes de souffle	80
VII.3.1.2. Actions prendre en compte :	80
VII.4. Les gargouilles.....	81
Chapitre VIII. ETUDE SISMIQUE.....	83
VIII.1. Analyse et modélisation	83
VIII.2. Conditions d'application de la méthode spectrale monomodale.....	83
VIII.2.1. Séisme longitudinal	83
VIII.2.2. Séisme transversal	85
VIII.2.3. Séisme vertical	86
VIII.2.4. Les combinaisons sismiques (pour la pile).....	87
VIII.3. les efforts sur la culée.....	88
VIII.3.1. Séisme longitudinal	88
VIII.3.2. Séisme transversal	88
VIII.3.3. Séisme vertical	88
VIII.3.4. Les combinaisons sismiques (pour la culée)	88
Chapitre IX. ETUDE DE LA PILE.....	89
IX.1. Introduction.....	89
IX.2. La pile.....	89
IX.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile.....	89
IX.2.1.1. Choix de type de la pile.....	89
IX.2.1.2. Pré dimensionnement de la pile	90
IX.3. Evaluation de l'effort vertical.....	90
IX.4. Evaluation de l'effort horizontale.....	91
IX.5. Étude du chevêtre.....	92
IX.5.1. Evaluation des sollicitations.....	92
IX.5.1.1. Ferrailage de chevêtre a la flexion.....	92
IX.5.2. Etude du chevêtre à la torsion.....	93
IX.5.2.1. Evaluation des efforts.....	93
IX.5.2.2. Ferrailage de chevêtre a la torsion.....	94
IX.5.3. Vérification des contraintes.....	94
IX.7. Ferrailage des plots parasismiques.....	95

IX.8. Etude des fûts.....	95
IX.8.1. Evaluation des efforts.....	95
IX.9. Les fondations.....	97
IX.9.1.1. Choix du type de fondation.....	97
IX.9.1.2. Le calcul de la capacité portante admissible du pieu.....	97
IX.9.2. Calcul du nombre de pieux.....	98
IX.9.3. Calcul du nombre de files des pieux.....	98
IX.9.3.1. Vérification des distances entre axes des pieux.....	98
IX.9.3.2. L'effet du groupe des pieux.....	98
IX.9.3.3. Pré dimensionnement de la semelle.....	98
IX.9.3.4. Evaluation de l'effort vertical.....	99
IX.9.3.5. Ferrailage de la semelle.....	99
Chapitre X. ETUDE DE LA CULEE.....	101
X.1. introduction.....	101
X.1.1. Choix du type de la culée.....	101
X.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	102
X.3. Vérification statique de la stabilité de la culée.....	103
X.3.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée.....	104
X.3.2. Vérification à L'ELU.....	105
X.3.3. Vérification à L'ELS.....	105
X.4. Vérification dynamique de la stabilité de la culée.....	106
X.4.1. Evaluation des charges Sismique des éléments de la culée.....	106
X.4.2. Evaluation des charges sismiques due au poussée des terres.....	107
X.4.3. Evaluation de l'action séismique due au tablier au droit de culée.....	108
X.4.4. combinaison des actions.....	108
X.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS.....	108
X.5.1. MUR FRONTAL.....	108
X.5.1.1. EVALUATION DES CHARGE SUR MUR FRONTALE.....	109
X.5.1.2. Ferrailage de mur en retour.....	110
X.5.2. Le mur garde grève.....	110
X.5.2.1. Evaluation des efforts agissant sur le MGG.....	110
<input type="checkbox"/> Poussée des terres.....	110
<input type="checkbox"/> Moment due à la force de freinage.....	110

□ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.....	111
X.5.2.2. Combinaison des charges	112
X.5.2.3. Ferrailage du MGG	112
X.5.3. La dalle de transition.....	112
X.5.3.1. Evaluation des charges	112
X.5.3.2. Combinaison des efforts.....	112
X.5.3.3. Ferrailage de la dalle de transition	113
X.5.4. Corbeau.....	113
X.5.4.1. Combinaison des réactions.....	113
X.5.4.2. Combinaison des moments.....	113
X.5.4.3. Ferrailage du corbeau.....	113

CHAPITRE I

Figure I.1 Les trois types d'affouillement au droit d'une pile d'un pont.	4
Figure I.2. Recherche bibliographique sur les affouillements, leur impact sur les ouvrages et les Méthodes d'évaluation de l'affouillement.	7
Figure I.3. Profondeur de l'enrochement.	9
Figure I.4. Protection par ilot.	9
Figure I.5. Protection par avant bec.	10

CHAPITRE II

Figure II.1. vue par satellite.	12
Figure II.2. Le tracé en plan de l'ouvrage.	12
Figure II.3. Le profil en long de l'ouvrage.	13
Figure II.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.	14
Figure II.5. Profil en long de la variante VIPP.	17
Figure II.6. coupe en élévation de la variante VIPP.	18
Figure II.7. coupe en travers sur pile.	18
Figure II.8. Différentes sections de la poutre.	20
Figure II.9. Profil en long de la variante béton armé.	21
Figure II.10. coupe en élévation de la variante béton armé.	21
Figure II.11. Différentes sections de la poutre.	22
Figure II.12. coup transversal sur pile.	23
Figure II.13. Profil en long de la variante PRAD.	24
Figure II.14. coupe en élévation de la variante PRAD.	24
Figure II.15. Profil en travers sur pile de la variante PRAD.	25
Figure II.16. Différentes sections de la poutre.	26

CHAPITRE III

Figure III.1. Les dimensions du corniche.	33
Figure III.2. schéma basic de distribution de charge A(L) une voie chargé.	35
Figure III.3. camion de type BC.	36
Figure III.4. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bc une voie chargée.	36
Figure III.5. schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bc deux voies chargées.	37
Figure III.6. Camion de type Bt.	37
Figure III.7. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bt une voie chargée.	37
Figure III.8. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bt deux voies chargées.	38
Figure III.9. convoi Mc120.	38
Figure III.10. Schéma basic de distribution de charge MC120.	38
Figure III.11. convoi de type D240.	39
Figure III.12. Schéma basic de distribution de charge D240.	39
Figure III.13. Schéma explicatif de distribution de charge ST.	39
Figure III.14. section de poutre équivalente.	42
Figure III.15. Ligne d'influence du coefficient $K\alpha$ pour les poutres.	44
Figure III.16. Le moment fléchissant de chaque poutre.	47

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Une poutre subite a des contraintes de flexion.	50
Figure IV.2. Schéma représente l'effet de la précontrainte.	50
Figure IV.3. Schéma représente les étapes générales de réalisation.	51
Figure IV.4. contrainte admissible.	52
Figure IV.5. La section a mi-travée avec 17 torons.	54

Figure IV.6. les diagramme des contraintes	56
Figure IV.7.la nouvelle disposition des torons.....	57
Figure IV.8.cycle de traitement thermique.....	58
Figure IV.9. L'emplacement des gaines dans la section d'about.	61
CHAPITRE V	
Figure V-1.coupe trans/longitu de la dalle.	69
CHAPITRE VI	
Figure VI.1 diagramme des moments.....	71
CHAPITRE VII	
Figure VII.1.Appareil d'appui en élastomère fretté.....	74
Figure VII.2 Contrainte normale à l'appareil.....	77
Figure VII.3.Contrainte de cisaillement à l'appareil d'appui.....	77
Figure VII.4.dimensionnement d'appareil.	78
Figure VII.5.catalogue ALGAFLEX pour les dimmension de joint de chaussée.....	81
CHAPITRE VIII	
Figure VIII-1.la masse effective de la pile isolé.	86
CHAPITRE IX	
Figure IX-1.schéma représentatif de la pile.....	89
Figure IX-2 Schéma représente les dimensions de la pile	90
Figure IX-3.coupe schématique du chevêtre.....	93
Figure IX-4. Ferrailage de chevêtre.	94
Figure IX.5.L'emplacement des plots parasismique et leur dimensions.....	95
Figure IX-6.l'emplacement des plots parasismique vue en plan.....	95
Figure IX.7.coupe géotechnique.....	97
Figure IX.8.Vue en plan de la semelle.....	99
CHAPITRE X	
Figure X-1.schéma représentatif de la culée.	101
Figure X-2. Schéma représentatif des dimensions de culée.....	103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Facteur de correction K_1 pour la forme du nez de la pile (Richardson et Davis, 1995).....	5
Tableau I.2. Facteur de correction, K_2 , pour l'angle d'attaque du flux approchant et du rapport longueur de la pile et sa largeur (Richardson et Davis, 1995).	6
Tableau I.3. Facteur de correction K_3 pour les conditions du lit de l'oued.	6
Tableau I.4. données hydrauliques.	8
CHAPITRE II	
Tableau II.1. Les données géotechnique.	16
Tableau II.2. estimation de poids propre 28	28
Tableau II.3. estimation de cout 28	28
Tableau II.4. comparaison sur les deux critere (execution, delai)..... 28	28
CHAPITRE III	
Tableau III.1. Caractéristiques de béton..... 30	30
Tableau III.2. Contraintes admissibles à la compression de béton. 31	31
Tableau III.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 32	32
Tableau III.4. le poids total des poutres 32	32
Tableau III.5. évaluation de poids propre. 34	34
Tableau III.6. tableau récapitulatifs des charges. 39	39
Tableau III.7. combinaison a L'ELS..... 40	40
Tableau III.8. Cominaison a l'ELU 40	40
Tableau III.9. Les moments longitudinaux à mi – travée..... 46	46
Tableau III.10. Les combinaisons du moment réel à mi travée vis-à-vis a l'ELU et l'ELS. 47	47
CHAPITRE IV	
Tableau IV.1. caractéristique géométrique..... 52	52
Tableau IV.2. les caractéristique du beton 54	54
Tableau IV.3. Vérification des contraintes..... 56	56
Tableau IV.4. les caractéristique de la nouvelle section. 56	56
Tableau IV.5. les contraintes admissible..... 56	56
Tableau IV.6. Vérification des contraintes..... 57	57
Tableau IV.7. Pertes instantanées..... 59	59
Tableau IV.8. pertes différé..... 60	60
Tableau IV.9. pertes totale 60	60
Tableau IV.10. calcul P1 et P2 sous les pertes calcule..... 61	61
Tableau IV.11. verification des contraintes finale. 61	61
CHAPITRE V	
Tableau V-1. Tableau récapitulative des moments 68	68
CHAPITRE IX	
Tableau IX-1. évaluation des réactions. 91	91
Tableau IX-2. Combinaison des réactions verticale..... 91	91
Tableau IX-3. les efforts horizontaux du tablier 92	92
Tableau IX-4. les réaction des chargement. 93	93
Tableau IX-5. Ferrailage du chevêtre a la torsion. 94	94

Tableau IX-6.évaluation des sollicitations sur un seul fut.	96
Tableau IX-7. Ferrailage des futs.....	97

CHAPITRE X

Tableau X-1.. Évaluation des sollicitations permanant.....	104
Tableau X-2.Évaluation des sollicitations exploitation.....	105
Tableau X-3.combinaison de charge à l'ELU.....	105
Tableau X-4.Combinaison de charge à l'ELS.	106
Tableau X-5. les coefficients dynamique.....	106
Tableau X-6..les sollicitations sous l'action sismique.....	106
Tableau X-7.évaluation des charges sismique des poussées des terres.....	107
Tableau X-8.combinaison des charges totale du culée.	107
Tableau X-9.évaluation de l'action sismique de tablier.....	108
Tableau X-10..évaluation des charge sismique totale.....	108
Tableau X-11.tableau de combinaison.....	108
Tableau X-12.Évaluation des charges sur mur frontale.....	109
Tableau X-13. Tableau des combinaisons.....	109
Tableau X-14. Valeurs de $M_p/K(PP73)$	111
Tableau X-15.Combinaison des différentes charges.....	112
Tableau X-16.évaluation des sollicitations de la dalle de transition.....	112

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر مستقيم ، يوجد الجسر في مدينة مزغنة ولاية المدية. بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاثة اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع والذي كان جسر بروافد سابقة الاجهاد و التوتر . كما قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة، بدأنا جزء سطح الجسر الذي من خلاله قمنا بمعاينة العديد من النقاط، كتقييم الجهود الخارجية العرضية والطولية، الخرسانة مسبقة الإجهاد والمعدات، في الأخير كان الجزء مركزا على تصميم ودراسة البنية التحتية (عمود ورافدة).

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

الكلمات المفتاحية

الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont droit se situant dans la ville de mezghena dans la wilaya de Médéa.

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, puis, on a passé à une conception générale, dont laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la troisième variante « Pont à poutre précontrainte par pré-tension » pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et les surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a abordé le chapitre du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : l'évaluation des sollicitations longitudinaux et transversaux, la précontrainte ainsi que l'évaluation des pertes et les équipements. Enfin, le dernier chapitre a été consacré pour la conception et l'étude de l'infrastructure (Pile et culée).

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

Mots clés : la précontrainte, pré-tension, étude, conception

Abstract

The aim of this work is the design and the study of a straight bridge, which is slightly curved; it's located in Mezghena in Médéa town.

We have started our work with the presentation of the project, then, we moved to the general design, in which we suggested three different variants that we sized preliminary for choosing the adequate variant, and we selected the third variant «Beam Bridge prestressed by pre-tensioned» for the detailing study. Furthermore, we imposed the material's characteristics that had been used in calculating, and we evaluated the different applying loads and overloads on the bridge. Besides, we started the deck of the bridge chapter's in which we touched many aspects: evaluation of longitudinal and transversal solicitations, the prestressed and the equipments. Finally, the last one had been devoted for the design and the study of the infrastructures (Piers and abutments).

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

Key words: the prestressed, pré-tensioned, study, design

INTRODUCTION GENERAL

Les infrastructures de transport sont un élément primordial (nécessaire mais non suffisant) pour garantir la liberté de déplacement des personnes et des biens, et pour assurer le fonctionnement et le développement de l'économie. Leur création, qui est une partie importante de l'aménagement du territoire, nécessite le plus souvent des investissements lourds et envisagés pour le long terme. Cela explique qu'elles soient le plus souvent prises en charge par la puissance publique.

Les projets d'infrastructures de transport doivent respecter de multiples objectifs généraux et permanents au titre de la politique des transports et doivent être évalués selon de multiples critères qui tiennent au besoin des usagers, en vue globale il doit respecter la sécurité, le confort, l'économie et la durabilité en vue spécifique Il est nécessaire de limiter ou de réduire les effets négatifs de toutes sortes : accidents, risques, pollution, consommation d'énergie.

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance et de grande taille permettant de franchir un obstacle ferroviaire ou fluviale Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier et le transport de voyageur et de marchandise dans le cas d'un pont rail.

Notre cas d'étude pont routier de la ville de Mezghena situé sur la route nationale N°8 qui franchie oued Zeghewa avec une brèche de l'ordre de 75 mètre.

Notre travail s'agit de dix chapitre, au début. L'étude d'impact de l'affouillement au niveau des piles, ensuite une présentation des données qu'on a récolté et une conception pour l'ouvrage afin de choisir une conception retenue pour terminer l'étude, puis l'étude de la superstructure qui a été consacré dans trois chapitre suivant et on termine avec les équipements de la superstructure, finalement dans le neuvième et dixième chapitre qui couvre l'infrastructure étude des piles et culées et on a terminé notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I : ETUDE DE L'IMPACT DE L'AFFOUILLEMENT SUR LES PILES

- ASPECT HISTORIQUE
- MÉTHODE DE CALCULS
- COMPARAISON ENTRE LES METHODES DE
CALCULS
- PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT

Chapitre I. L'ETUDE D'IMPACT DE L'AFFOUILLEMENT AU NIVEAU DES PILES

Résumé

L'un des problèmes auquel l'ingénieur travaux publics est fréquemment confronté, lors de la conception d'un ouvrage hydraulique est celui de l'affouillement et ses conséquences, qui peuvent constituer à juste titre des dommages assez importants à l'ouvrage, ce phénomène d'affouillement atteint son maximum pendant une crue, il se présente toujours sous forme d'une fosse et son évolution dépend des paramètres hydrauliques,

Nous allons présenter dans ce chapitre, une petite recherche bibliographique concernant les types de l'affouillements et certaines méthodes de son calcul au niveau des piles d'un pont.

I.1. INTRODUCTION

Les dommages des ponts peuvent être causé par les chargements extérieurs, les dégradations des matériaux de construction, ou encore les effets accidentels.

Les plus grands dégâts des ponts de franchissement de rivières se produisent pendant les crues et les inondations, la raison principale de ces dégâts étant l'affouillement du lit de rivière sous les ponts, l'objet de notre recherche.

L'affouillement représente un phénomène grave pour les ponts. En effet, ce phénomène a causé beaucoup de détérioration, et parfois même des destructions des ponts causant des dégâts humains et matériels dans le monde. En Algérie, ce phénomène a causé quelques problèmes aux ouvrages conduisant à leur destruction ou à la nécessité de leur renforcement.

Notre recherche est établie pour prendre en compte l'affouillement dans la conception du projet de construction d'un nouveau pont sur oued ZEGHOUA à Médéa et essayer d'évaluer l'impact des affouillements sur cet ouvrage.

I.2. L'ASPECT HISTORIQUE DU PHENOMENE D'AFFOUILLEMENT

Le processus de l'affouillement a été décrit par Hass et al., 1999 et par Van Tuu, 1981, de la manière ci-après.

L'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued ou de ces berges. Pendant la période d'élévation d'eau durant une inondation, la vitesse de l'eau

s'augmente résultant à une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit. Lorsque les contraintes de cisaillement deviennent suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond du lit et transportés plus loin avec le flux. L'entraînement des matériaux peut s'effectuer de trois manières différentes selon leur grosseur (Van Tuu, 1981) :

- Les éléments les plus fins sont mis en suspension et y sont maintenus par le mouvement tourbillonnaire de l'eau ;
- Les éléments moyens progressent par saut ;
- Les éléments les plus gros roulent sur le fond.

Cette migration des matériaux augmente la surface de la section mouillée et, pour satisfaire la continuité du flux, la vitesse du flux à travers la surface affouillée diminue.

Quand la vitesse diminue, la contrainte de cisaillement diminue aussi. Eventuellement, un équilibre est atteint et il n'y a plus de migration des matériaux du lit de l'oued. Pendant la période de la fin de l'inondation, la vitesse du flux diminue, permettant aux sédiments en suspension de se déposer. La nature du processus de l'affouillement est donc critique : les fosses d'affouillement deviennent de plus en plus profondes pendant la période d'élévation d'une inondation et puis sont suivies d'un rebouchage pendant la période de la fin d'inondation.

Tous les types des sols sont affouillables : les sables lâches et les argiles peuvent atteindre leur profondeur maximale d'affouillement dans une affaire d'heures ou de jours, alors que les matériaux plus cohésifs peuvent nécessiter des années. Les roches et les matériaux cimentés atteignent leur profondeur maximale d'affouillement dans des décennies.

I.3. TYPES D'AFFOUILLEMENT

Pour un pont donné, on définit trois types d'affouillement :

I.3.1. Affouillement général

Les rivières sont généralement métamorphiques, le cours d'eau entraîne les grains de sol et provoque l'abaissement de son niveau tout le long du lit, c'est ce qu'on appelle affouillement général.

I.3.2. Affouillement local

La présence d'obstacles devant le cours d'eau provoque des tourbillons qui tentent à arracher les particules de sol et les transporter, ce qui engendre la formation des fouilles locales, c'est l'affouillement local.

I.3.3. Affouillement de contraction

La présence d'une fouille dans le lit de la rivière soit résultante de l'affouillement local ou par extraction de matériaux, provoque un affouillement de contraction, qui est due à l'exercice de pressions sur les matériaux des parois des fouilles et l'importation des matériaux par enchaînement.

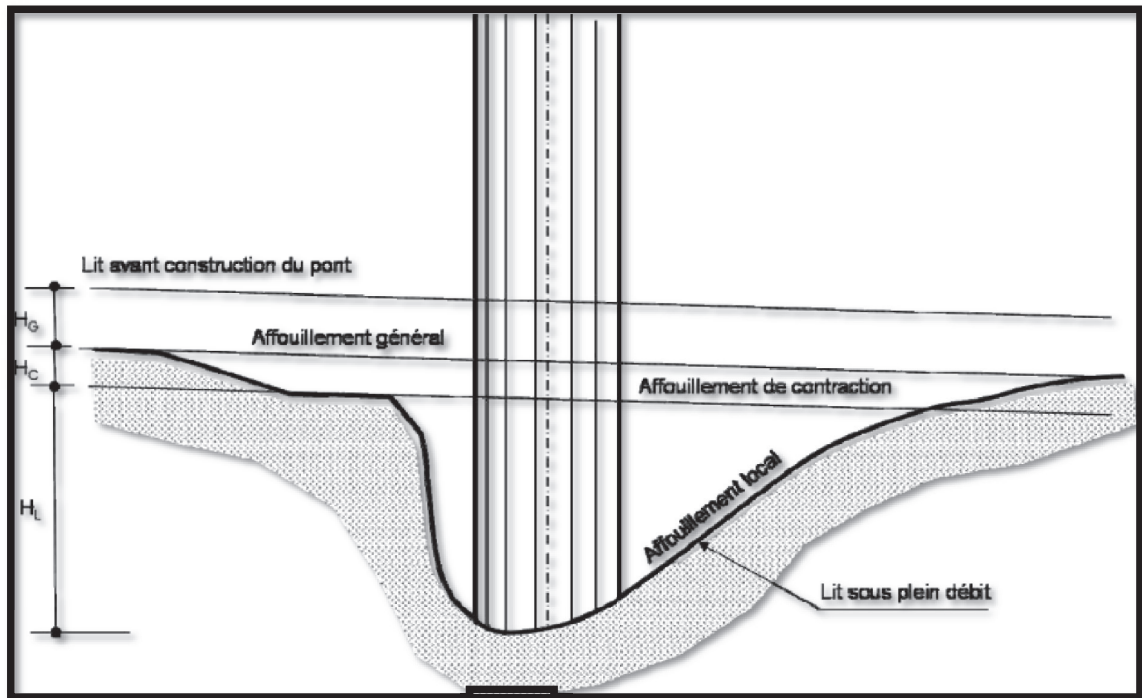


Figure I-1 Les trois types d'affouillement au droit d'une pile d'un pont.

I.4. METHODES D'EVALUATION DE L'AFFOUILLEMENT

La profondeur d'affouillement est déterminée soit pour les ponts déjà existants pour les réconforter ou pour les nouvelles constructions pour les protéger ; on propose ci-après quelques méthodes.

I.4.1. Evaluation in situ

Les essais pressiométrique peuvent donner une idée sur la profondeur de sol suspect d'affouillement général tout en lisant la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol. Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossier qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues. (Calgaro, 2000)

Le laboratoire régional des ponts et Chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle. Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puits de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente.

Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre du puits, ce qui nous donne la profondeur d'affouillement. (Mieussens, 1987)

I.4.2. Evaluation empirique

Ces méthodes sont issues des expériences sur des modèles réduits ou à partir des synthèses d'études sur des ouvrages existants.

On s'intéressera au plus récentes données par l'approche américaines et l'approche française.

I.4.2.1. L'approche américaine

Cette méthode est fondée sur la formule de Laursen et Toch qui donne la profondeur maximale d'affouillement local (P_{lim} ou y_s) en fonction du diamètre de la pile ou l'obstacle (D), le niveau de la rivière à l'avant de l'obstacle (y ou y_1) avec des corrections dépendant de la forme de l'avant bec de la pile (le coefficient K_1 ou K_s) et de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (le coefficient K_2 ou K_a) tel que :

$$\frac{P_{lim}}{D} = 1,5 \times K\alpha \times ks \left(\frac{y}{D}\right)^{0.3} \quad (1.1)$$

D'après Calgarou 2000.

Cette formule est développée par l'université de Colorado pour estimer la profondeur d'affouillement sous une pile de pont en tenant compte de la section de la pile (de largeur (a) et longueur (l)) avec des corrections dépendant du lit d'oued (k_3), et le nombre de Froude juste avant la pile

$$Fr = \frac{v_1}{gy_1} \quad (1.2)$$

avec V_1 est la vitesse moyenne du cours d'eau, g est l'accélération de la pesanteur) et y_1 la profondeur du flux juste à l'amont de la pile .tel que la formule général:

$$y_s = 2 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * a^{0.65} * y^{0.35} * Fr^{0.43}$$

Avec :

y_s : le profondeur maximale l'affouillement au niveau de la pile de pont .

K_1 : le facteur de correction de forme de la pile de pont.

K_2 : le facteur de correction de l'angle d'attaque de l'écoulement sur la pile

K_3 : le facteur e correction de forme du lit

K_4 : le facteur de correction du pavage.

a : la largeur de pile.

Fr : le nombre de Froude.

y : la profondeur de l'écoulement directement à l'amont de la pile.

➤ **Pour K_1 :**

Tableau I.1. Facteur de correction K_1 pour la forme du nez de la pile (Richardson et Davis, 1995).

Forme du nez de la pile	K_1
Carré	1,1
Rond	1,0
Cylindre circulaire	1,0
Groupe de cylindres	1,0
Nez tranchant	0,9

On a pile cylindrique donc on prend $K_1=1$.

➤ **Pour K₂ :**

Tableau I.2. Facteur de correction, K₂, pour l'angle d'attaque du flux approchant et du rapport longueur de la pile et sa largeur (Richardson et Davis, 1995).

Angle d'attaque	Rapport longueur de la pile à sa largeur		
	L/D = 4	L/D = 8	L/D = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

On a l'angle d'attaque = 0 et la longueur de pile 3.5m et sa largeur 1.5m donc **K₂=1**

➤ **Pour K₃ :**

Tableau I.3. Facteur de correction K₃ pour les conditions du lit de l'oued.

Condition du lit	Hauteur des dunes, m	K ₃
Aucun, affouillement à eau claire	---	1,1
Lit plat et anti-dune	---	1,1
Petites dunes	3 > H > 0,6	1,1
Dunes moyennes	9 > H > 3	1,1 à 1,2
Dunes larges	H > 9	1,3

On a une petite dune donc on prend H=0.9 m c-a-d K₃=1.1

➤ **Pour K₄ :**

K₄ est un coefficient de correction pour tenir compte de l'effet de blindage par des particules larges dans les matériaux du lit de l'oued.

K₄ est égale à 1 pour les sols fins, et donnée par $0.4 \cdot VR^{0.15}$ pour les sols grenus ; Avec VR : Ratio de vitesse tel que

$$VR = 1 \frac{V - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \quad (1.3)$$

Tel que :

V : la vitesse moyenne sur une section transversale ust en amont e la pile (m.s⁻¹)

V_{i50} : vitesse d'approche requise pour inviter l'affouillement au niveau de la pile pour des grains de taille d₅₀ (m.s⁻¹)

V_{i95} : vitesse d'approche requise pour inviter l'affouillement au niveau de la pile pour des grains de taille d₉₅ (m.s⁻¹)

V_{c50} : vitesse critique pour des grain de taille d₅₀ (m.s⁻¹)

Le matériaux du lit d'oued est sable fin, Donc K₄ = 1

I.4.3. L'approche française

Les essais sur des modèles réduits du laboratoire national d'hydraulique de Chatou ont démontré que l'affouillement autour d'une pile dépend du rapport entre le diamètre de l'obstacle (D) et le diamètre moyen des sédiments (d_m) d'une part, et d'autre part du nombre de Reynolds (R) qui est corrélé avec le diamètre moyen des sédiments.

Il résulte de ces expériences un abaque donnant le rapport entre la profondeur d'affouillement et le diamètre de la pile en fonction du nombre de Reynolds et ainsi le diamètre moyen des sédiments.

Il a été aussi proposé une formule de calcul de la profondeur d'affouillement (y) en fonction du débit d'eau (Q) et le diamètre d_m tel que :

$$y = \frac{0.26 * Q^{0.333}}{d_m^{0.166}} \quad (1.4)$$

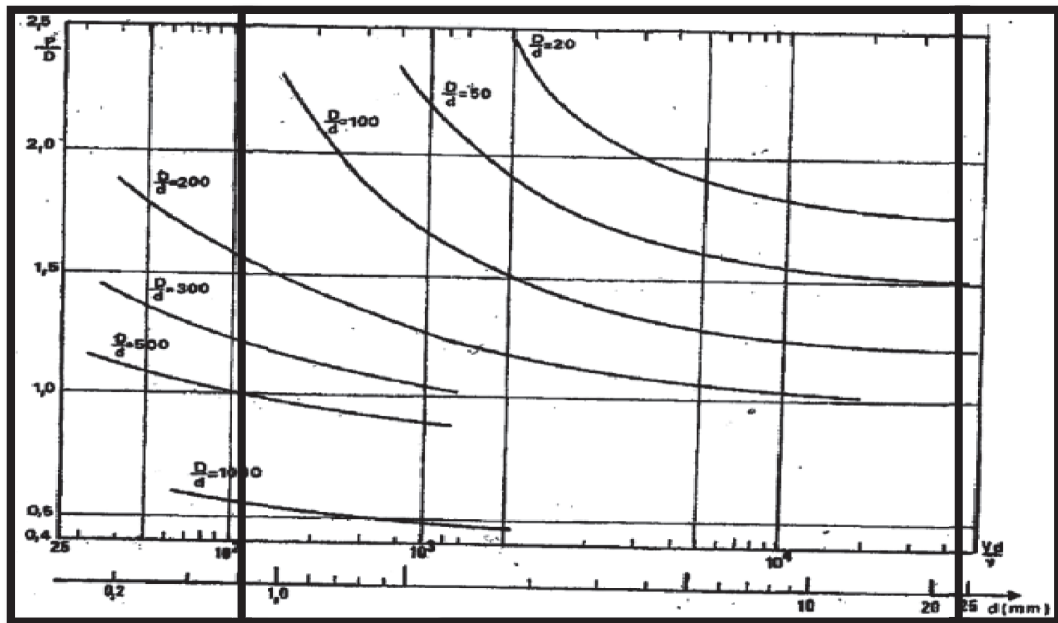


Figure I.2. Recherche bibliographique sur les affouillements, leur impact sur les ouvrages et les Méthodes d'évaluation de l'affouillement.

I.5. CALCULE DE L'AFFOUILLEMENTS

I.5.1. Présentation des données

Tableau I.5.données hydrauliques.

La période de retour (ans)	la profondeur de l'écoulement (m)	la vitesse moyenne (m/s)	débit d'eau (Q) (m ³ /s)
5	1.80	4.72	520

I.5.2. L'approche American

$$a = 1.5 \text{ m}$$

$$y = 1.80 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{v^1}{gy^1} = 0.26 \Rightarrow y_s = 1.97 \text{ m}$$

I.5.3. L'approche française

$$y = \frac{0.26 * 520^{0.333}}{1.50^{0.166}} = 1.95 \text{ m}$$

$$y \text{ /chaque année} = \frac{1.97}{5} = 0.4 \text{ m}$$

On conclut que les deux approches ont des résultats proches sauf que l'approche American besoin de plusieurs données hydrauliques et géotechniques pour garantir la précision. Ce qui résulte l'augmentation du cout.

I.6. PROTECTION CONTRE LES AFFOUILLEMENTS

De nos jours, d'une manière préventive, le choix des fondations des ouvrages sur les oueds s'est orienté vers les fondations profondes (pieux) surtout lorsque les pieux travaillent à la pointe. Le choix d'opter pour une fondation profonde est dicté de manière systématique pour tout pont sur un oued, en vue d'éviter les affouillements et ce en mettant le niveau de la fondation en dessous de la profondeur de l'affouillement.

Par contre, le problème le plus grave réside dans les anciens ouvrages pour lequel la nature et la profondeur des fondations sont inconnues. De manière générale, les anciens ponts s'appuient sur des fondations superficielles. Ce qui présente un risque important s'il existe un affouillement. Dans tels cas, et avant aggravation de ce problème (destruction du pont), les fondations peuvent être consolidées par des micropieux.

. Il existe plusieurs méthodes de protection contre les affouillements mais l'enrochement est la méthode la plus simple et la moins chère.

I.6.1. Tapis d'enrochement

Il s'agit de déverser des blocs de roches dans la fosse d'affouillement. Cette méthode est la plus employée en Algérie. C'est une méthode qui est simple et assez efficace. L'expérience a montré que ce type de protection, quand il est bien exécuté,

peut réduire voire même supprimer les affouillements (Cependant, il faut veiller à deux précautions :

- employer un filtre pour éviter l'enfoncement des blocs dans le lit.
- ne pas avoir des blocs créant une obstruction car le tapis d'enrochement nécessite des recharges fréquentes notamment après de fortes crues qui ont pour effet d'entraîner les enrochements vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'enrochement qui se forme autour du tapis d'enrochements.

Ainsi, pour la culée au risque d'un affouillement, on peut l'entourer par des blocs de pierre.

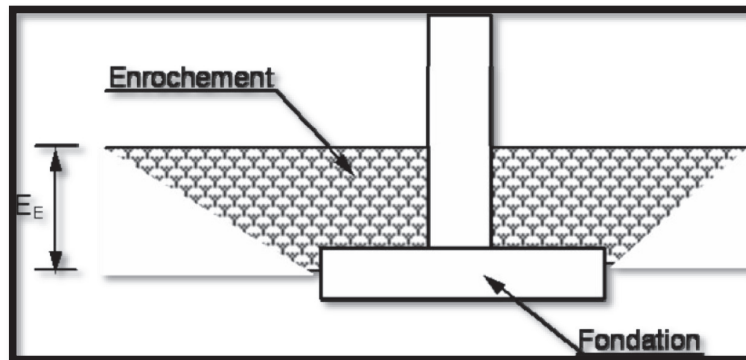


Figure I-3. Profondeur de l'enrochement.

I.6.2. Protection par îlots

L'idée de protéger une pile par des îlots en amont est de briser le courant incident et par là d'affaiblir le tourbillon générateur de l'érosion.



Figure I-4. Protection par îlot.

I.6.3. Protection par L'avant bec

Cette méthode est employée souvent dans les anciens ouvrages et notamment pour les ponts en maçonnerie. L'avant bec permet de diminuer la vitesse de l'eau et trancher les flots d'eau aux alentours d'une pile.



Figure I-5. Protection par avant bec

Conclusion général

A travers ce petit travail bibliographique, nous avons donné une simple méthodologie de calcul des affouillements, nous remarquerons que l'étude hydrologique est très importante dans l'étude des affouillements notamment le calcul de la crue de projet.

L'action hydrodynamique de l'eau est finalement énormément puissante qu'elle provoque de larges fouilles sous les ponts. L'affouillement présente donc un incontestable danger qu'on peut même considérer comme première cause de l'instabilité et la fragilité des ponts franchissant les cours d'eau.

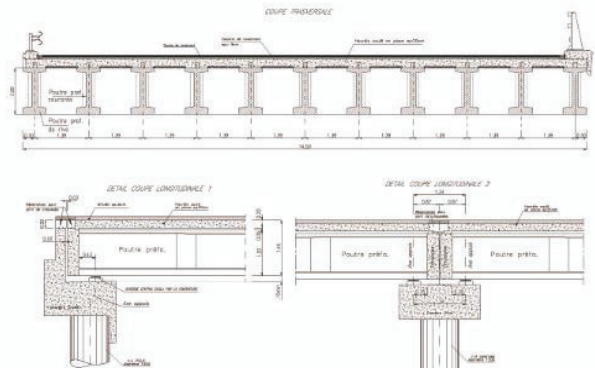
Toutefois il est primordial de bien concevoir et protéger les nouvelles constructions pour répondre aux désordres et aussi bien surveiller et conforter les anciens ponts endommagés.

Bibliographie

- [1] Henri. CAMBFORT. *Géotechnique de l'ingénieur reconnaissance des sols*, Paris :(quatrième Edition, Edition EYROLLES, n°3549), 345 ,1979.
- [2] DEGOUTTE, cours de DEAU PARIS 6, France ,2006
- [3] Calgaro, Jean-Armand. 2000. *Projet et construction des ponts*. s.l. : Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION ET CONCEPTION DE PROJET

- INTRODUCTION
- CONCEPTION DES VARIANTES
- ANALYSE MULTICRITÈRES



CHAPITRE II. PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (oued, rivière...) ou artificiel (route, chemin de fer ...).

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

Mais avant d'entamer la conception de n'importe quel pont routier ou ferroviaire, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site (situation géographique, longueur...etc.).

Ce chapitre est destiné dans sa première partie, à la présentation du projet et ses données naturelles et fonctionnelles. Puis, on passe à la deuxième partie qui va être consacrée à la description des variantes. Une seule variante parmi ceux qui vont être proposés, sera détaillée dans les prochains chapitres[1].

II.2. DESCRIPTION ET L'OBJECTIVE DU PROJET

Vu que l'Algérie a une croissance démographique énorme, la willaya de Médéa a Engagée dans le processus d'une meilleure occupation des espaces urbanisables, la création de pôle urbain de Mezghena, et pour loger les habitants de la commune de Mihoub endommagée par un séisme de magnitude 5.3 au 29 mai 2016.

Le nouveau pôle urbain est créé en vue de l'extension de la ville de Mezghena. Il intègre des projets comprenant des ensembles résidentiels et d'habitation, de nombreuses infrastructures administratives et culturelles. Le nouveau pôle a pour fonction essentielle de pallier au manque d'espaces urbanisables et répondre aux besoins de développement de la commune en matière de logements et d'équipements publics.

La création de ce pôle urbain nécessite la création d'une liaison routière avec la route nationale N°8 qui traverse le cours d'eau (oued zeghewa)

L'objectif de ce présent projet est la conception et l'étude de l'ouvrage d'art traversant oued zeghewa et qui fait partie de la liaison routier entra le pôle urbain et la route nationale N°8

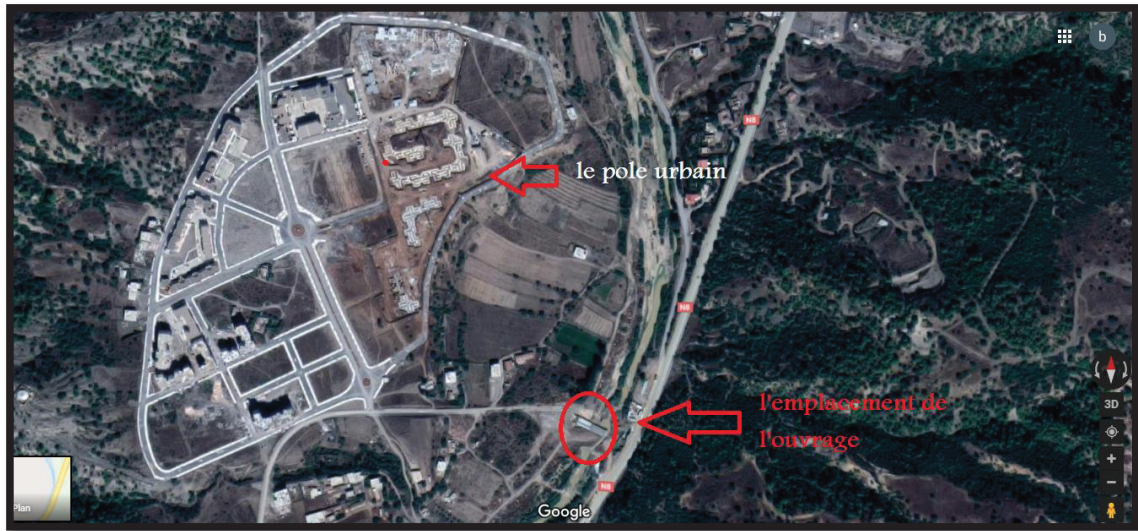


Figure II.1.vue par satellite

II.3. LE RECUEIL DES DONNEES

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Données relatives à la voie portée

1. Le tracé en plan

En plan, l'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 70m.

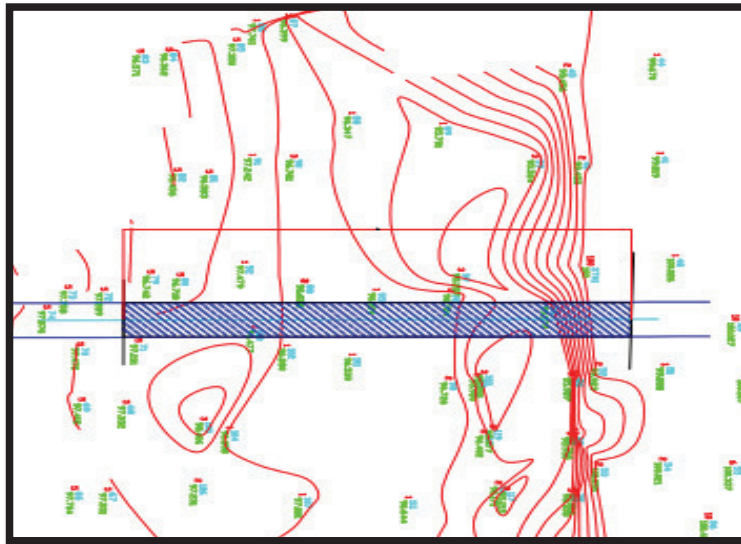


Figure II.2. Le tracé en plan de l'ouvrage.

2. Le profil en long

Longitudinalement, le profil en long présente une pente d'une valeur de 0.5 %.

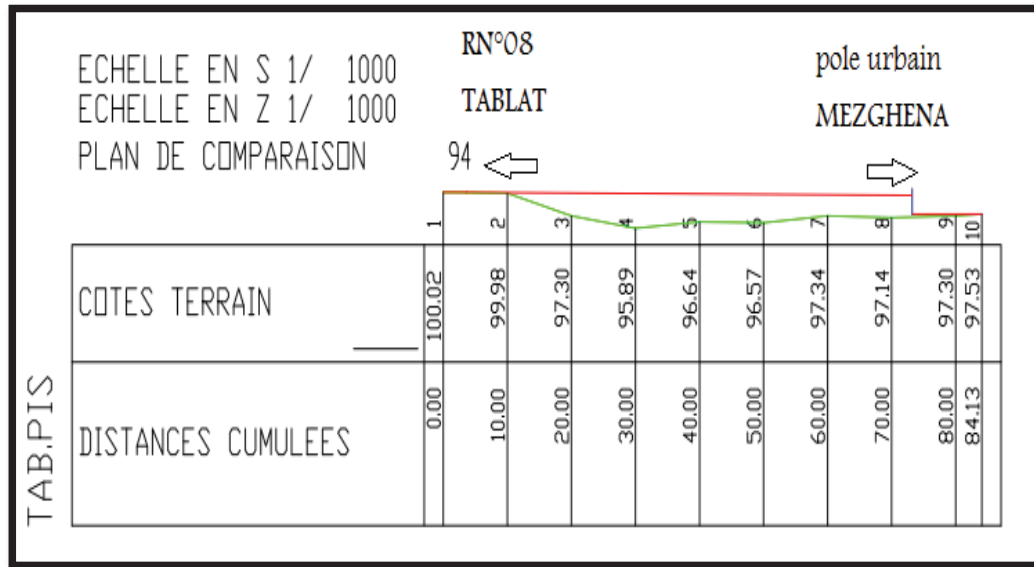


Figure II.3. Le profil en long de l'ouvrage.

3. Le profil en travers

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : 7 m
- Nombre de voies de circulation : 2 voies
- Largeur de (trottoir + corniche) : 1.75 m
- Dévers : 2,5 %
- Largeur totale du tablier : 11.5 m.

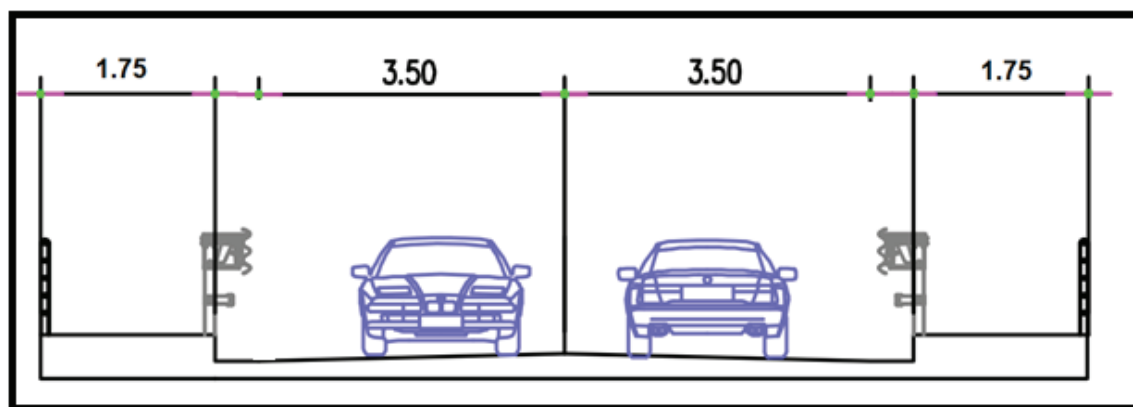


Figure II.4. Le profil en travers de l'ouvrage.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Les données topographiques

Du point de vue géographique le terrain soumis à la présente étude est située sur commune de Tablat wilaya de Médéa.

La région d'étude fait partie d'un massif montagneux caractérisé par un relief accentué et accidentée composé des crêtes centrales de l'Atlas blidéen. Il culmine à 1629 m à Koudiat Sidi Abdulkader. Cette structure topographique est surtout due à la présence de multiples Talwegs qui traversent les différents massifs (Oued Chiffa, Oued Kebir, Oued Messaoud Oued Mekta ..)

Le massif de Blida fait partie des zones externes de la chaîne alpine en Algérie Il se situe au sud des massifs anciens kabyles et des massifs du Chenoua et de Bouzaréah dont il est séparé par le synclinal plia-quaternaire de la Mitidja.

Il se compose presque entièrement de schistes d'Age Crétacé inférieur sans fossiles, d'éboulis de pentes de même origine, sans cohésion qui se désagrègent en éléments plus ou moins grossier et pauvres en éléments minéraux.

II.3.2.2. Les données sismologiques

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

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

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Médéa. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notre ouvrage est classé en zone **III** très élevée.[9]

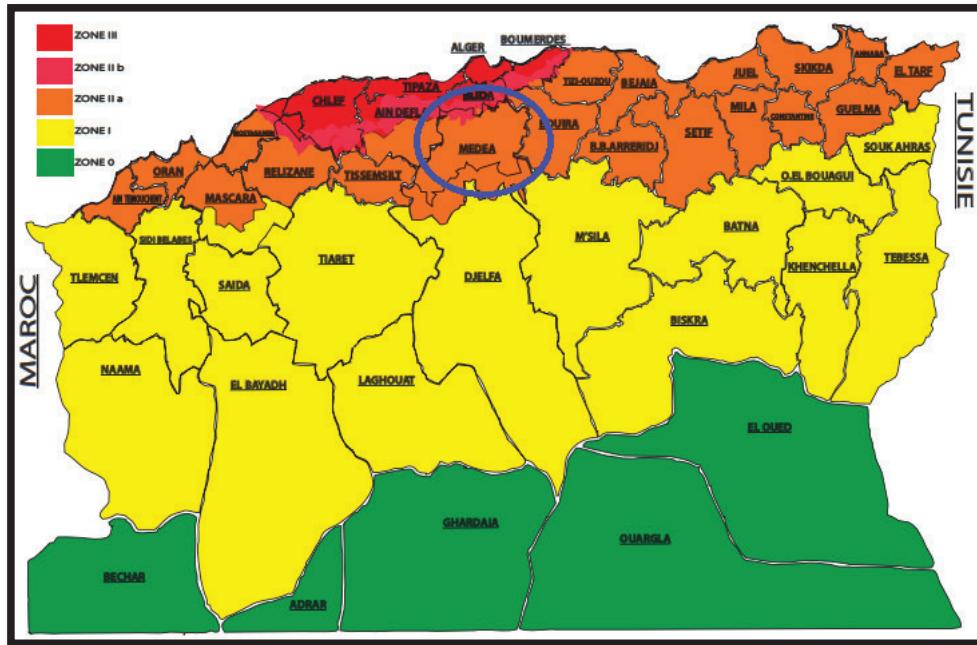


Figure II.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.

Sur la base de ce qui précède, nous conseillons de classer le site étudié en zone qui correspond à une zone de sismicité très élevée pour plusieurs raisons:

- ..il s'agit. D'un Ouvrage d'art
- .. Les séismes violents ($M > 5$) sont fréquents.

Les paramètres pour dimensionnement du projet:

- Zone sismique III

- Sol de type S3
- Ouvrage de groupe IB (à valider avec le maitre d'ouvrage)
- Accélération $A = 0.30$.

II.4. ESSAIS LN SITU

II.4.1. Sondages carottés (FORDIA : EMCI450 17 750):

Il s'agit d'une reconnaissance profonde, qui consiste à réaliser un trou ponctuel dans le sol au moyen d'un outil d'attaque fixé à un train de tiges.

Ces forages servent aux prélèvement d'échantillons intacts et remaniés à travers les couches traversées du Terrain, ces derniers serviront par la suite à la détermination en laboratoire des caractéristiques physico mécaniques et chimiques.

La réalisation des sondages carottés nous a permis de mettre en de haut en bas, la succession lithologique ci-dessous ;

A. Sondage carotté W01 (SC 01) :

- 0.00 à 0.80 m : Remblais hétéroclites.
- 0.80 à 9.00 m : Alluvions moyennes à grossières.
- 9.00 à 20.0 m : Schistes brunâtre à grisâtre, plus ou moins altérés à sain en profondeur.

B. Sondage carotté W02 (SC 02) :

0.00 à 1.00 m : Remblais hétéroclites.

1.00 à 7.50 m : Alluvions moyennes à grossières.

II.5. ESSAIS AU LABORATOIRE

Différents échantillons ont été prélevés à partir des sondages carottés sur ces échantillons nous avons Programmés des essais au laboratoire:

- Des essais d'identification, afin de déterminer les caractéristiques physiques des sols rencontrés.
- Des essais mécaniques afin de prévoir le comportement du point de vue résistance et Compressibilité de ces sols sous l'action de l'ouvrage.
- Des essais chimiques.

II.5.1. Essais d'indentification:

Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 - 053):

Les densités sèches moyennes (Y_d) varient de 1.69 à 2.15 t/m^3 à 2.20 t/m^3

et les densités humides (Y_h) varient de 1.73 à 3,

ce qui confère aux formations rencontrées, un état compact à très compact.

Les teneurs en eau naturelles fluctuent entre 2.18 et 3.14 %, ces teneurs en eau sont relativement faibles, c'est dû probablement aux eaux utilisées pour le bon fonctionnement des sondages carottés, et la présence d'un oued.

II.5.2. Analyses granulométriques (NF P 94 - 056) :

Les analyses granulométriques dénotent un sol grossier, selon la classification de L.C.P.C, dont le pourcentage des particules inférieures à 80 μm est inférieur à 50% (voir courbes granulométriques en annexes).

II.5.3. Limites d'Atterberg (NA P 94 - 051)

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants du tamis 0.400mm), on constate quelques paramètres de plasticité et de liquidité ne sont pas mesurables, d'où les sols en place ne sont pas plastiques.

II.6. ESSAIS MECANIQUES**II.6.1. Essais de Cisaillement (Cu et $\langle Pu \rangle$) (NF P 94 - 071 - 1)**

Pour un sol pulvérulent avec une cohésion nulle ($C = 0$ bars), nous estimons un angle de frottement interne ($\langle p \rangle$) de variant de 22 à 30°.

L'échantillon prélevé à partir des sondages carottés, et testés à la boîte de Casagrande (Essai de cisaillement type non consolidé non drainé) at donné une valeur de la cohésion de 0.55 bars et une valeur de l'angle de frottement $\langle Pu \rangle$ de 19.17°.

II.6.2. Essais de Compression Simple RC en bars (XP P94 - 202)

Nous avons effectué des essais de compression simple sur une carotte des passages Rocheux Prélevée à partir du sondage carotté SC-01, ce qui montre que par endroit on est en présence d'un sol relativement dur (Voir tableau).

Tableau II.1.Les donnes géotechnique.

N°SC	Profondeur (m)	Diametre (cm)	Hauteur (cm)	Poids (g)	Densite (t/m ³)	Charge N _{cup} (kg)	RC (Kg/cm ²)	RC (MPA)
SC-01	10.50 a11.0	7.0	14	1000	1.86	37.7	98	9.80

II.7. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Les ponts sont classés selon des critères propres aux familles d'ouvrages. Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions. On distingue les classifications suivantes :

- Selon la mobilité : mobile, fixe.
- Selon la géométrie (vue en plan) : droit, biais, courbe.
- Selon la voie portée : modeste, moyenne, grande.
- Selon l'importance de l'ouvrage (RCPR) : stratégique, important ou de moyenne importance.
- Selon la fonction : rail, routier ou canal.
- Selon le fonctionnement mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon le matériau de construction : bois, maçonnerie, béton armé, béton précontraint, charpente métallique, les câbles.
- Selon le cout et le délai d'exécution.
- Selon la durée de vie : provisoire ou définitive.
- Selon le gabarit.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Les profils (tracé en plan, profil en long, profil en travers)
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage
- Les éléments géologiques et géotechniques : constitution du sol, stabilité, la nappe phréatique.
- L'implantation possible des appuis.

II.8. PROPOSITION DES VARIANTES

Au sujet des variantes, on a décidé de proposer trois solutions différentes :

- Pont à poutres préfabriqué précontrainte par post-tension.
- Pont en béton armé.
- Pont à poutres préfabriqué précontrainte par pré-tension.

II.8.1. Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les poutres sont les plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se déplacer dans la gamme des portées moyennes, savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

Les entretoises, dont le nombre est variable, ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès.

II.8.1.1. Conception générale

1. Conception Longitudinale

Cette variante est constituée de deux (2) travées indépendantes (isostatiques), chacune possède une longueur de travée de 30 m ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 60 m ; en prenant en considération les dimensions des joints de chaussées qui ont pour rôle d'assurer la continuité du tablier et notamment de limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température et les effets différés (retrait et fluage).

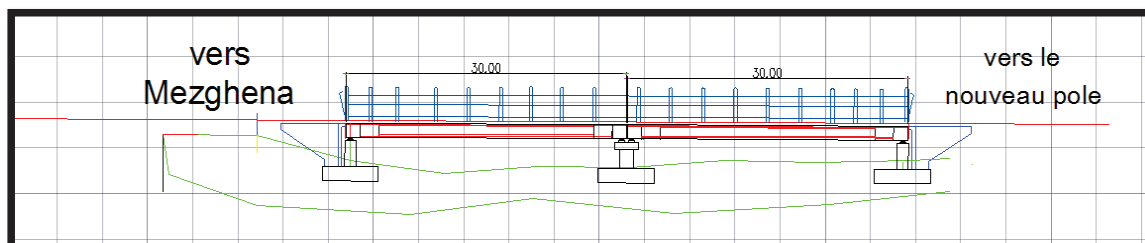


Figure II.5. Profil en long de la variante VIPP.

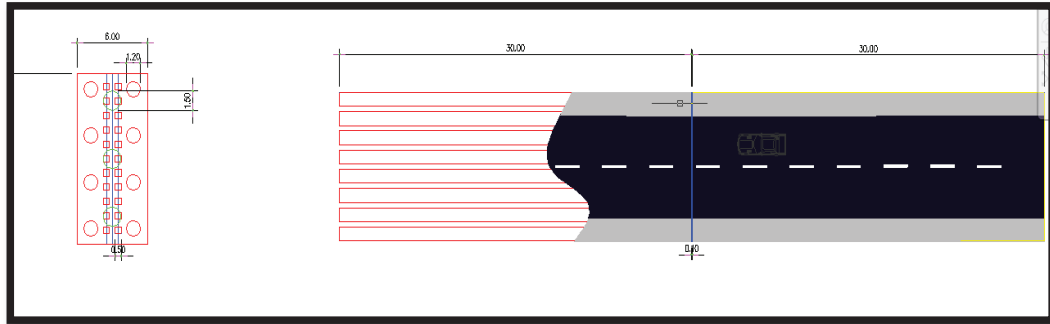


Figure II.6. coupe en élévation de la variante VIPP.

2. Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception [7].

- Hauteur de la poutre H_t

L'élancement usuel : $\frac{1}{20} \leq \frac{H_t}{L} \leq \frac{1}{17}$ (Pour un béton de $f_{c28} = 35$ MPa)

On a : $L = 30$ m $\Rightarrow 1.75 \leq H_t \leq 1.96 \Rightarrow H_t = 1,8$ m (poutre + dalle)

- Entraxe des poutres λ

Dans le cas usuel, l'entraxe poutres varie entre 1,4 m et 2,5 m.

Pour notre cas : $\lambda = 1,49$ m

- Nombre des poutres N

$N = \frac{La}{\lambda} + 1$, tel que :

$$\Rightarrow N = \frac{10.42}{1.49} + 1 \Rightarrow N = 8 \text{ poutres}$$

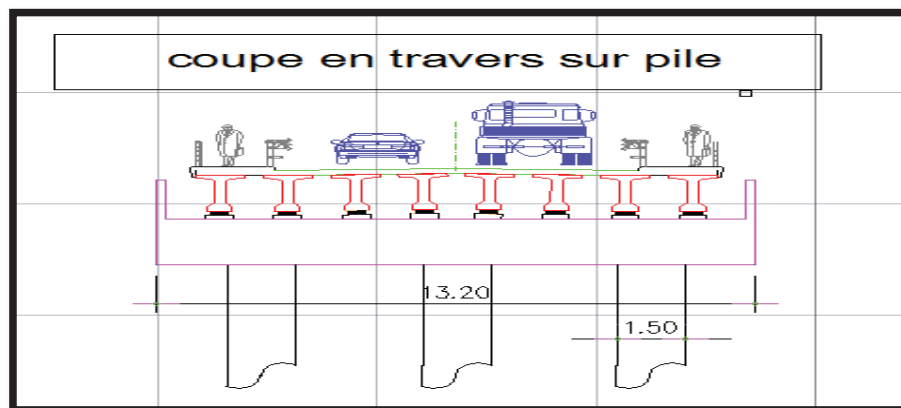


Figure II.7. coupe en travers sur pile.

- La largeur de la table de compression b

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre.[7]

$$b \geq 0,6 \times H \Rightarrow b \geq 0,6 \times 1,75 \Rightarrow b = 1.08 \text{ m}$$

$$b = 108 \text{ cm}$$

- Épaisseur de la table de compression e_1
 $15 \text{ cm} \geq e_1 \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 12 \text{ cm}$

- La largeur du talon L_t

$$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2 / k) \quad (2.1)$$

Avec $1100 < K < 1300$; On prend $K=1200$;

l : largeur du tablier ; L : longueur de la travée ; H_t : hauteur totale du tablier

$$L_t = (11.5 \times 35^2) / (1.75^2 \times 1200) \Rightarrow L_t = 3.83 \text{ m}$$

Pour obtenir la largeur du talon, il faut diviser la largeur totale par le nombre des poutres.

$$\text{Alors : } L_T = L_t / N \Rightarrow L_T = 3.83 / 8 \Rightarrow L_T = 0,49 \text{ m}$$

on prend $L_t = 55 \text{ cm}$.

- Épaisseur du talon E_t

$$20 \text{ cm} \geq E_t \geq 10 \text{ cm} \quad \text{on prend } E_t = 20 \text{ cm}$$

- Épaisseur de l'âme à mi travée b_0

$$b_0 = 25 \text{ cm}$$

- Épaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire b_0

$$b_0 = 43 \text{ cm}$$

- Épaisseur de l'âme dans la zone d'about b_0

$$b_0 = 55 \text{ cm}$$

- **Gousset**

- **La table de compression**

$$\text{À mi- travée : } e_2 = 5 \text{ cm, avec : } \alpha_2 = 8.13^\circ \quad e_3 = 10 \text{ cm, avec : } \alpha_3 = 45^\circ$$

$$\text{À l'intermédiaire : } e_2 = 5 \text{ cm, avec : } \alpha_2 = 8.13^\circ$$

$$\text{À l'appui : } e_2 = 4 \text{ cm, avec : } \alpha_4 = 8.13^\circ$$

- **Talon**

$$\text{À mi- travée : } e_6 = 18 \text{ cm, avec : } \alpha_5 = 45^\circ$$

$$\text{À l'intermédiaire : } e_7 = 5 \text{ cm, avec : } \alpha_5 = 45^\circ$$

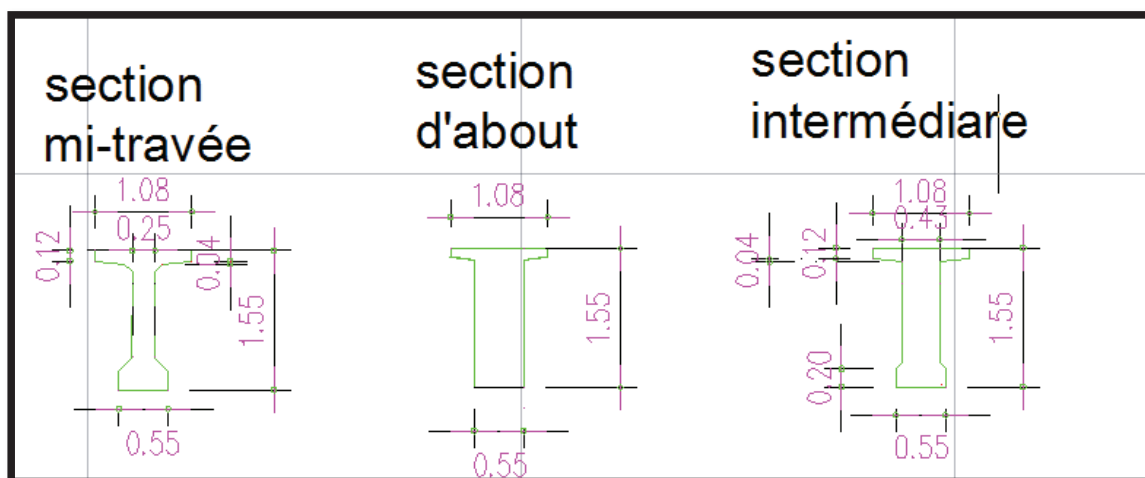


Figure II.8 . Différentes sections de la poutre.

II.8.1.2. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Son fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

2. Inconvénients

- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Poids propre très important.
- Les tabliers sont sensibles à la pression d'écoulement d'oued surtout dans notre cas où on a une pile centrale.
- Le cout total de l'ouvrage est important.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

II.8.2. Variante N°2 : Pont à poutres préfabriquées en béton armé

Conception générale :

1. Conception Longitudinale

Cette variante est constituée de quatre (4) travées indépendantes (isostatiques), chacune possède une longueur de travée de 17.5 m ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 70 m ; en prenant en considération les dimensions des joints de chaussées qui ont pour rôle d'assurer la continuité du tablier[2].

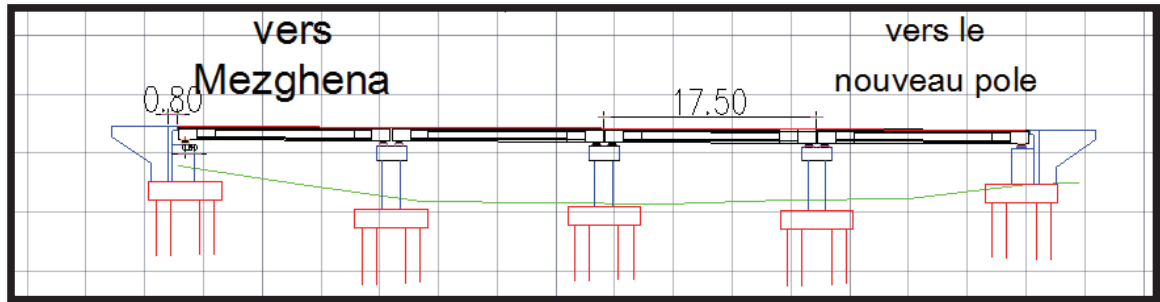


Figure II.9. Profil en long de la variante béton armé.

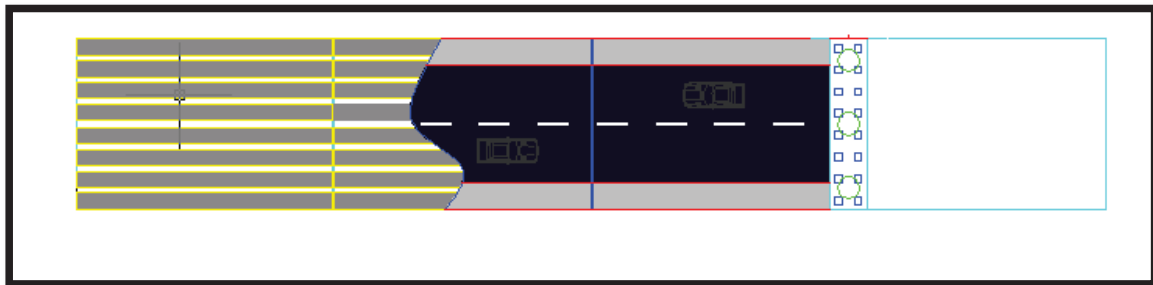


Figure II.10. coupe en élévation de la variante béton armé.

2. Conception transversale

- Hauteur de la poutre H_t [2]

L'élanement usuel : $\frac{1}{17} \leq \frac{H_t}{L} \leq \frac{1}{15}$ (Pour un béton de $f_{c28} = 35$ MPa)

On a : $L = 17.5$ m $\Rightarrow 1.02 \leq H_t \leq 1.16 \Rightarrow H_t = 1,10$ m

NB : H_t c'est la hauteur totale du tablier (Poutre (1,10 m) + Hourdis (0,20 m))

- Entraxe des poutres λ

Pour notre cas : $\lambda = 1,49$ m

- Nombre des poutres N

$N = \frac{La}{\lambda} + 1$, tel que :

$$\begin{cases} La : \text{l'entraxe des poutres de rive} \\ \lambda : \text{l'entraxe des poutres qui vaut} \end{cases} \Rightarrow N = \frac{10.39}{1,47} + 1 \Rightarrow N = 8 \text{ poutres}$$

- La largeur de la table de compression b

$$b = 110 \text{ cm}$$

- Épaisseur de la table de compression e_1

$$15 \text{ cm} \geq e_1 \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 12 \text{ cm}$$

- La largeur du talon L_t

$$L_t = 70 \text{ cm.}$$

- Épaisseur du talon E_t
 $20 \text{ cm} \geq E_t \geq 10 \text{ cm}$ $E_t = 15 \text{ cm}$
 - Épaisseur de l'âme à mi travée b_0
 $b_0 = 30 \text{ cm}$ (pour faciliter la pose des armatures).
 - Épaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire b_0
 $b_0 = 42 \text{ cm}$
 - Épaisseur de l'âme dans la zone d'about b_0
 $b_0 = 70 \text{ cm}$
 - **Gousset**
 - **La table de compression**
- À mi- travée : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 8.13^\circ$ $e_3 = 12 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$
- À l'intermédiaire : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 8.13^\circ$ $e_3 = 8 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$
- À l'appui : $e_2 = 2 \text{ cm}$, avec : $\alpha_4 = 45^\circ$
- **Talon**
- À mi- travée : $e_6 = 17 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 50^\circ$
- À l'intermédiaire : $e_7 = 11 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 57^\circ$

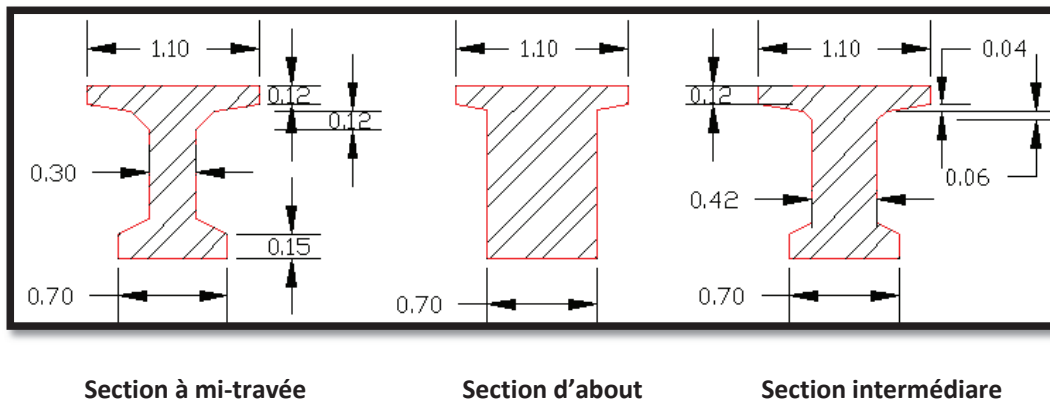


Figure II.11. Différentes sections de la poutre.

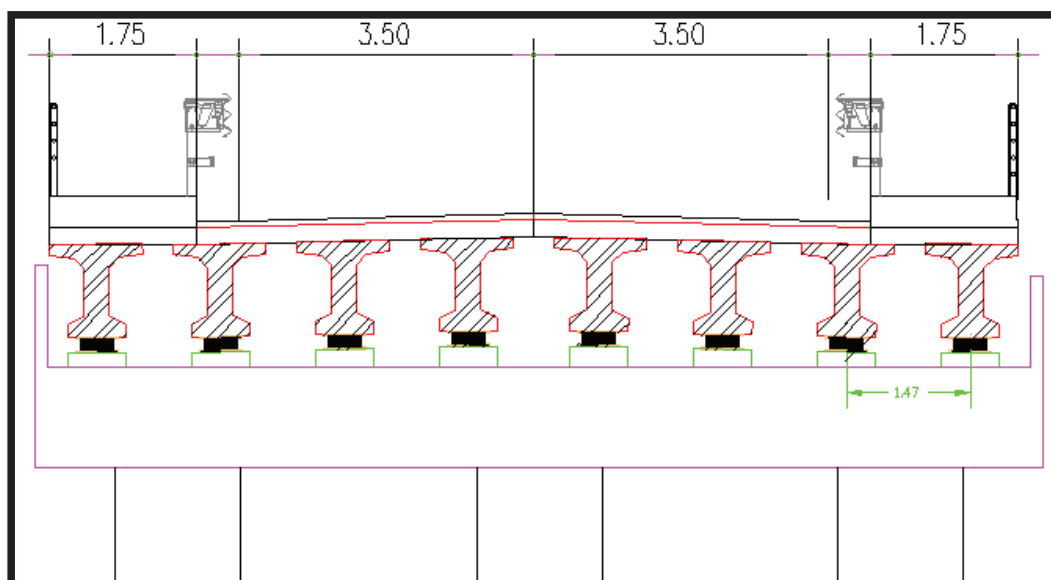


Figure II.12.coup transversal sur pile

II.8.2.1. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
- Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Son fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

2. Inconvénients

- Poids propre très important.
- Nombre d'appuis très important et par conséquent le cout total de l'ouvrage.
- L'inconfort des usagers dus à la fragilité des joints de chaussée.

II.8.3. Variante N° 3 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par Pré-tension

II.8.3.1. Conception générale

1. Conception Longitudinale

Cette variante est constituée de trois (3) travées indépendantes (isostatiques), chacune possède une longueur de travée de 23 m ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 70m.

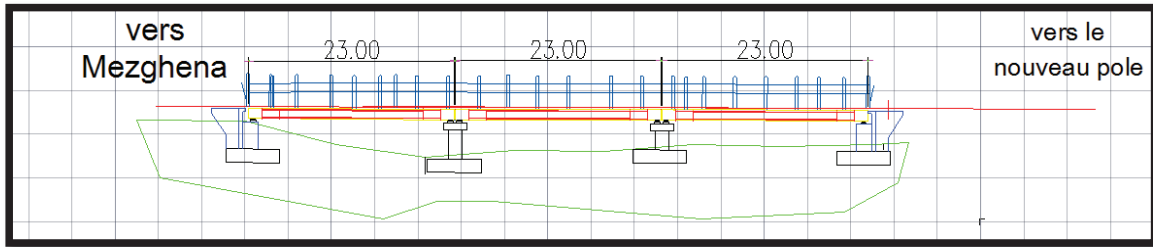


Figure II.13. Profil en long de la variante PRAD.

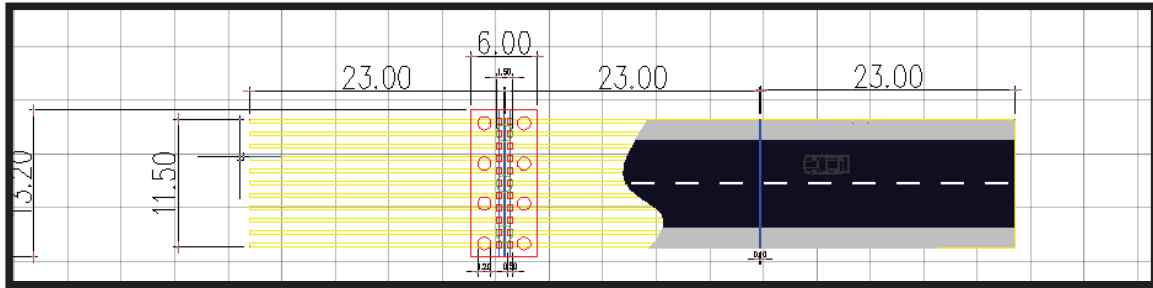


Figure II.14. coupe en élévation de la variante PRAD.

2. Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception [6].

- Hauteur de la poutre H_t
(Pour un béton de $f_{c28} = 35$ MPa)
 $120 \text{ cm} \geq b_0 \geq 80 \text{ cm}$ On a : $H_t = 1.15 \text{ m}$
- Entraxe des poutres λ
Pour notre cas : $\lambda = 1.11 \text{ m}$

- Nombre des poutres N

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1, \text{ tel que :}$$

$$\Rightarrow N = \frac{11.1}{1.11} + 1 \Rightarrow N = 11 \text{ poutres.}$$

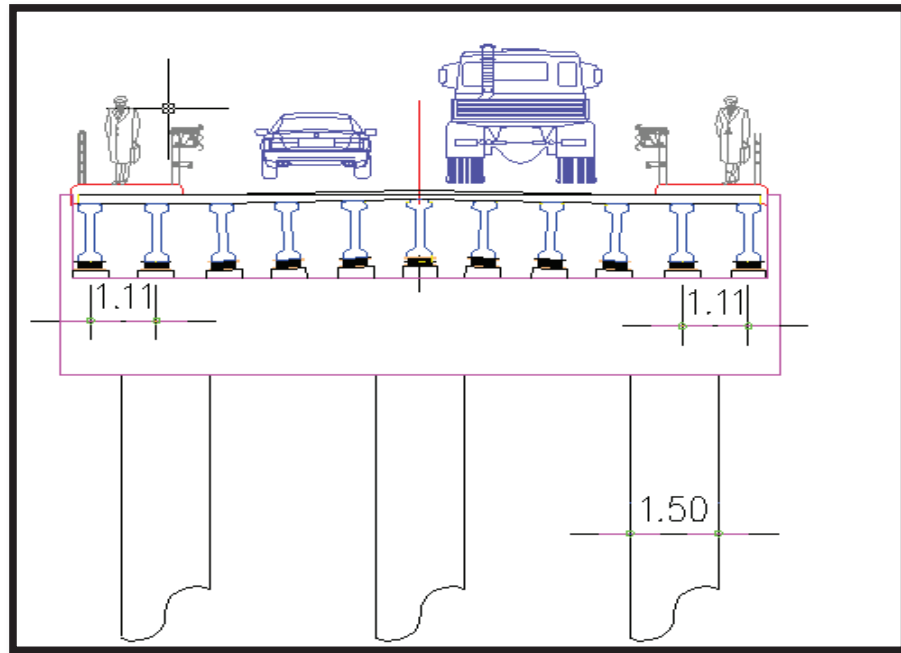


Figure II.15. Profil en travers sur pile de la variante PRAD.

- La largeur de la table de compression **b**
Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre.[6]

$$60 \text{ cm} \geq b \geq 40 \text{ cm}$$

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

- Épaisseur de la table de compression **e₁**
 $15 \text{ cm} \geq e_1 \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 12 \text{ cm}$

- La largeur du talon **L_t**
L_t = 40 cm.

- Épaisseur de l'âme à mi travée **b₀**
 $20 \text{ cm} \geq b_0 \geq 15 \text{ cm}$ on prend $b_0 = 15 \text{ cm}$

- Épaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire **b₀**
 $b_0 = 24 \text{ cm}$

- Épaisseur de l'âme dans la zone d'about **b₀**
 $b_0 = 40 \text{ cm}$

- **Gousset**

- **La table de compression**

À mi- travée : $e_2 = 6 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 25.6^\circ$

À l'intermédiaire : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 26.5^\circ$

- **Talon**

À mi- travée : $e_6 = 10 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 38.65^\circ$

À l'intermédiaire : $e_7 = 7 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 41.2^\circ$

- Épaisseur du talon E_t
 $E_t=10\text{cm}$
- Épaisseur de l'âme b_0
 $20\text{ cm} \geq b_0 \geq 15\text{ cm}$ on prend $b_0=15\text{cm}$
- **Gousset**
- **La table de compression**
 $e_2 = 6\text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 25.6^\circ$
- **Talon**
 $e_3 = 10\text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 38.65^\circ$

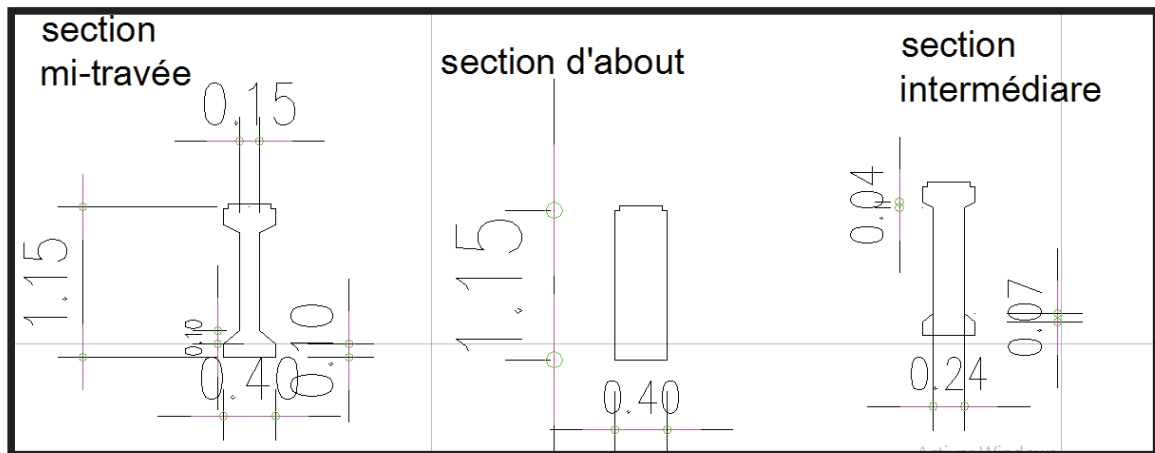


Figure II.16. Différentes sections de la poutre.

II.8.3.2. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- La simplicité de la réalisation du procédé.
- La préfabrication entraîne de plus une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage puisque les poutres peuvent être réalisées en temps masqué, indépendamment du reste du chantier.
- La nécessité des installations très lourds ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération d'injection.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.

2. Inconvénients

- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.
- La difficulté de réalisation des tracés de courbes d'armature.
- Manque d'harmonie et de transparence, en raison d'une prééminence des chevêtres d'appui et de leur disproportion avec le tablier.

■
II.9. ANALYSE MULTICRITERES

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

- L'économie.
- L'entretien.
- L'exécution.
- le délai de réalisation de chaque variante.

1^{er} variante : Pont à poutre (VIPP)

Au tant que La retombé de poutre est très important il peut confronter l'eau en cas de débordement d'oued.

L'ouvrage totale repose sur Une seul pile centrale, cette dernier est implanté dans le milieu d'oued ça provoque un risque de rupture.

❖ **Pour l'économie**

- 1) Le coût est très couteux.

❖ **Pour l'exécution**

- 1) Vérification de la stabilité est mise enjeu à tous les stades d'exécution.
- 2) Il se nécessite une base de réalisation des poutres.
- 3) Le poids propre de la structure demande un matériel puissant pour la manutention des poutres.

2^{ème} variante : Pont a poutre en BA.

Pour le pont en béton arme est très facile de réalisation est tout entreprises peut le réaliser, mais pour trois appui peut encombrer l'oued.

On doit utiliser cinq joints de chaussée s'influe sur le confort des usagers.

❖ **Pour l'économie**

Le cout est très faible

❖ **Pour l'exécution**

- 1) L'exécution est facile, le maîtrise de la préfabrication des poutres en béton armé.
- 2) Le poids propre est très important.

3^{ème} variante : Pont a poutre en PRAD.

❖ **Pour l'économie**

Le cout est moyen.

❖ **Pour l'exécution**

- 1) Très rapide car les poutres sont réalisées dans l'usine de fabrication.
- 2) Le transport de poutre capable de posé un problème.
- 3) Le contrôle de retrait par rapport VIPP et BA.

Cette partie concernant tous les variantes car ils ont les mêmes arguments

Pour l'entretien

Pour ce type d'ouvrage l'entretien est facile est abordable pour les entreprises et de faible fréquence.

Pour l'esthétique

Presse que la même forme sauf le béton armé ou il y a plusieurs appuis.

Estimation de poids propre

Tableau II.2.estimation de poids propre

	volume de poutre (m ³)	Poids totale de tablier (tonne)
Variante 1 (VIPP)	16.49	1096
Variante 2 (BA)	8.15	1055
Variante 3 (PRAD)	5.25	859

Estimation de cout

Tableau II.3.estimation de cout

variante	Prix unitaire (DA)	La surface de l'ouvrage (m ²)	Le cout (DA)
Variante N°1 Pont à poutres préfabriquées précontraintes (VIPP)	250,000	690	172,500,000
Variante N°2 Pont à poutres préfabriquées en (BA)	150,000	805	120,750,000
Variante N° 3 Pont à poutres préfabriquées précontraintes (PRAD)	200,000	805	161,000,000

Tableau II.4.comparaison sur les deux critere (execution, delai)

	VAR N°1 VIPP	VAR N°2 BA	VAR N°3 PRAD
Exécution	Moyen	facile	moyen
Délai	Lente	Moyenne	Rapide

II.10. CONCLUSION

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.

Vue que la deuxième variante la plus brillante dans l'aspect économique mais l'inconvénient majeur est son poids propres et le nombre de ces appuis élevées.

On peut compter sur la première variante au raison d'une grande portée et le gain au niveau d'infrastructures mais s'il y a un endommagement dans la pile on perd la totalité de l'ouvrage alors on revient à la dernière variante sur tout que la structure est un peu plus légère que (VIPP) et la rapidité de réalisation.

Après la conception qu'on a fait on prend la solution du pont à poutre préfabriquées précontraintes par pré-tension (PRAD).

CHAPITRE III : CHARGE ET SURCHARGE

- INTRODUCTION
- DÉFINITION DES MATÉRIAUX
- ETUDE LONGITUDINALE
- ETUDE TRANSVERSAL



CHAPITRE III. CHARGE ET SURCHARGES

III.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre qui dépend du choix des matériaux de construction.

Dans ce chapitre, on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers passifs, acier actifs) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous évaluerons également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

III.1.1. Hypothèses de calcul.

I.1.1.1. Normes et règles de calcul

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1. 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 ;
2. 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 ;
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
5. Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.1.2. Caractéristiques des matériaux

III.1.2.1. Béton

Tableau III.1. Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	40	25
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	3	2,1

La densité du béton est de 25 kN/m³.

La densité du béton bitumineux est de 24 kN/m³.

III.1.2.2. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

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

Les diamètres commerciaux des barres **HA** indépendants sont (en mm) :

10 12 14 16 20 25 32

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

III.1.2.3. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1770**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,770 \text{ MPa}$; $F_{prg} = 265 \text{ kN}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,583 \text{ MPa}$; $F_{peg} = 236 \text{ kN}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p\,1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2$

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.1.3. . Contraintes admissibles

III.1.3.1. Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)} \quad (3.1)$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad (3.2)$$

Tableau III.2. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	22.66	14.16
		$\gamma_b = 1,15$	29.56	18.48
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		24,00	15

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

III.1.3.2. 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 :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} ; \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h} ;$$

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} ; \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

III.1.3.3. Contrainte limite de traction des aciers

Tableau III.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.7	434.7
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max$	$\left\{ \frac{1}{2} \times f_c ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max$	$\left\{ 0,4 \times f_c ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6	200	200

III.2. ETUDE LONGITUDINALE

On a 6 types de charge permanent

III.2.1.1. Poids propre

III.2.1.2. Le poids des Poutres

Tableau III.4. le poids total des poutres

section	longueur (m)	aire (m ²)	Volume (m ³)	densité de béton (KN/m ³)	nbr de poutre
about	1.5	0.47	0.705	25	11
variable	2	0.33	0.66		
mi- travée	16	0.26	4.16		
le volume total d'une poutre			5.525	138.125	le poids total (KN) 1519.37

Le poids total des poutres 1519.37 KN.

III.2.2. Le poids de la Dalle.

Volume totale $V=0.20 \times 11.50 \times 23.00$ avec ρ (béton)= 25 KN/m³

Le poids totale de dalle 1322.5 KN.

III.2.3. Revêtement

Volume totale $V=0.08*8*23.00$ avec ρ (enrobé) =24KN/ m³

Le poids total de béton bitumineux 353.28 KN.

III.2.4. Trottoir

Volume totale $V=0.30*1.75*23.00*2$ avec ρ (béton) =25 KN/ m³

Le poids total de trottoir 603.75 KN.

III.2.5. Corniche

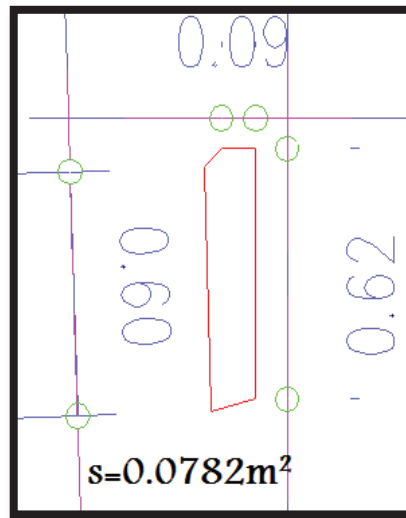


Figure III.1. Les dimensions du corniche

Volume totale $V=0.0782*23.00*2$ avec ρ (béton) =25 KN/ m³

Le poids total de corniche 89.93 KN.

III.2.6. Glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est $P = 0.6KN /ml$.

Le poids des glissières de sécurité pour deux trottoirs $P = 1.2KN/ml$.

III.2.7. Garde-corps

Le poids du garde-corps est $P = 0.5 KN/ml$.

Le poids des garde-corps pour deux trottoirs $P = 1 KN/ml$.

Tableau des charges permanent et l'évaluation de moment max sera en l/2.

Tableau III.5.évaluation de poids propre.

Les types de charge	La charge (KN/ml)	Moment max KN.m
Poids propre	123.55	8169.74
Revêtement	15.36	1015.68
trottoir	26.25	1735.78
Corniche	3.91	258.54
Garde-corps	1	66.12
Glissière de sécurité	1.2	79.35
TOTALE		11325.21

III.3. CALCUL DES SURCHARGES

III.3.1. Caractéristiques de pont.

III.3.1.1. Classe de pont :

D'après RCPR tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de 1ères classes.

Notre pont à une $L_r = 7$ m donc 1^{ère} classe.

1. Largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Donc $L_c = L_r - 1 = 7 - 1 = 6$ m.

III.3.1.2. Nombre de voies

D'après RCPR, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$N = L_c / 3 = 2$.

Donc $N = 2$ voies.

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (B_c et B_t).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

III.3.2. Evaluation des charges

III.3.2.1. Système A(L)

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du La charge $A(l)$, exprimée en tonnes par mètre carré (t/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l , exprimée en mètres par la formule [8] :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \quad (3.3)$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de $A(l)$ est multipliée par les coefficients a

$$L=23 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_1=1$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{23+12} \quad A(l) = 12.58 \text{ KN/m}^2$$

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases} \quad A_1 = \begin{cases} 12.58 \\ 3.95 \end{cases} = 12.58 \text{ KN/ml}$$

$a_2 = v_0/v$ avec, v la largeur de la voie $v=3.5\text{m}$ et $v_0=3.5$ (pont premier class)

$a_2=1$  $A_2 = A(l) = 12.58 \text{ KN/ml}$

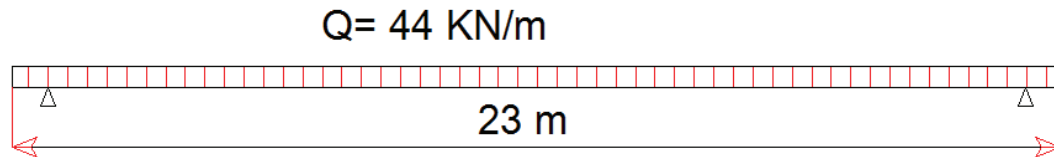


Figure III.2. schéma basic de distribution de charge $A(L)$ une voie chargée.

Pour une voie chargée $A(l) = 12.58 * 3.5 = 44 \text{ KN/ml}$

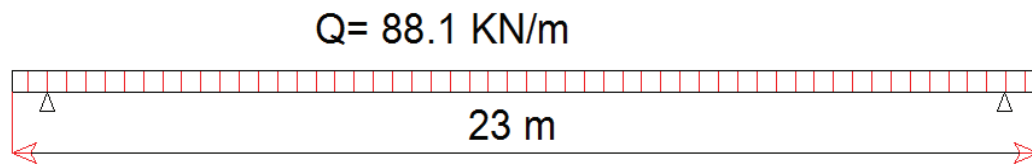


Figure III.3. schéma basic de distribution de charge $A(L)$ deux voies chargées.

Pour deux voies chargée $A(l) = 12.58 * 7 = 88.1 \text{ KN/ml}$

III.3.2.2. 4.2 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois types de systèmes de charge distincts :

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes B_c et B_r , s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe [8].

▪ Système Bc

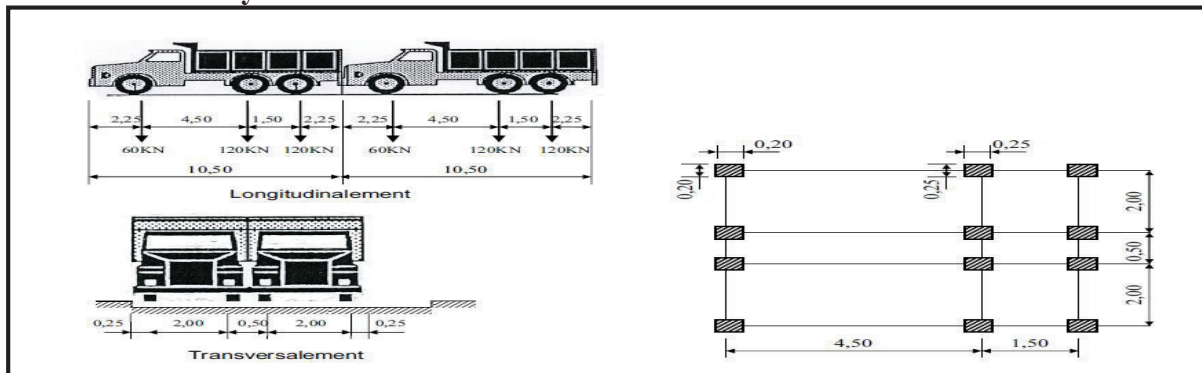


Figure III.3.camion de type BC.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c .

Pour notre cas :

- Pont de première classe + Une voie chargée $\Rightarrow b_c = 1,20$
- Pont de première classe + Deux voies chargées $\Rightarrow b_c = 1,10$

$$B_c = 2 \times (30 \times N \times b_c)$$

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

$$\delta = 1.15$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

On appliquant le théorème de barrée pour déterminer la position la plus défavorable.

L'énoncé : Le moment fléchissant du au charge mobile au droit de la charge P_i c'est le maximum lorsque cette charge (essieu plus lourd) P_i et la résultant R de tous les charges selon symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Après le calcul on détermine la position $x_c = 9.45m$ et l'emplacement dans la poutre et comme suite : Une voie chargée

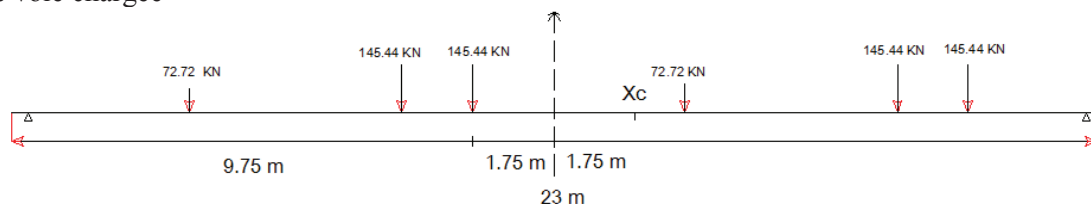


Figure III.4. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bc une voie chargée.

Deux voies chargées

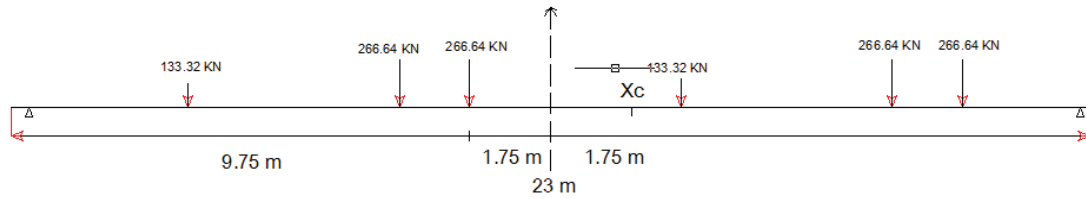


Figure III.5. schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bc deux voies chargées.

▪ **Système Bt**

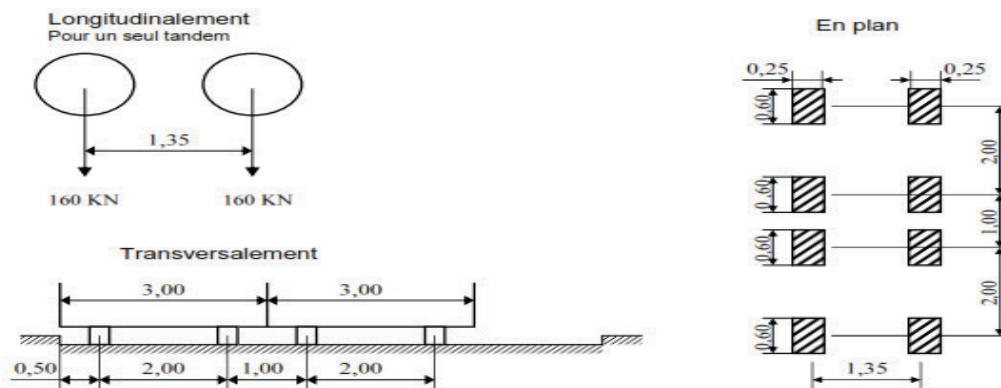


Figure III.6. Camion de type Bt.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt.

Pour notre cas : $bt=1.2$ (pont classe 1)

$F=160 \cdot 1.2 \cdot 1.01 = 193.92 \text{ KN}$ une voie chargée.

$F=320 \cdot 1.2 \cdot 1.01 = 387.84 \text{ KN}$deux voies chargée.

Et

On appliquant le théorème de barrée pour déterminer la position la plus défavorable $X_t=11.85 \text{ m}$ et l'emplacement dans la poutre et comme suite :

Pour une voie chargée.

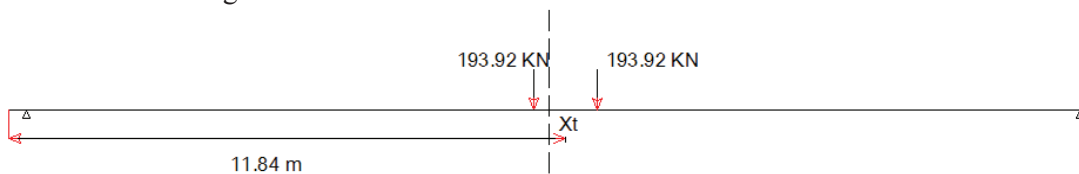


Figure III.7. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bt une voie chargée.

Pour deux vois chargée.

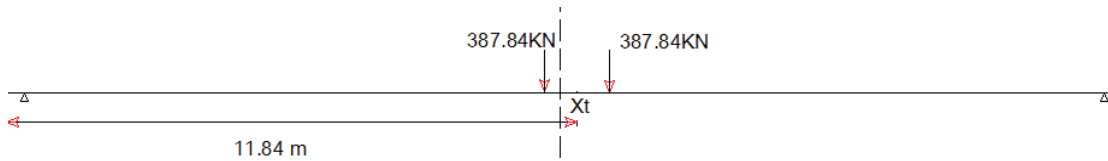


Figure III.8. Schéma basic de distribution des charges ponctuelle Bt deux voies chargées.

III.3.2.3. Système MC120

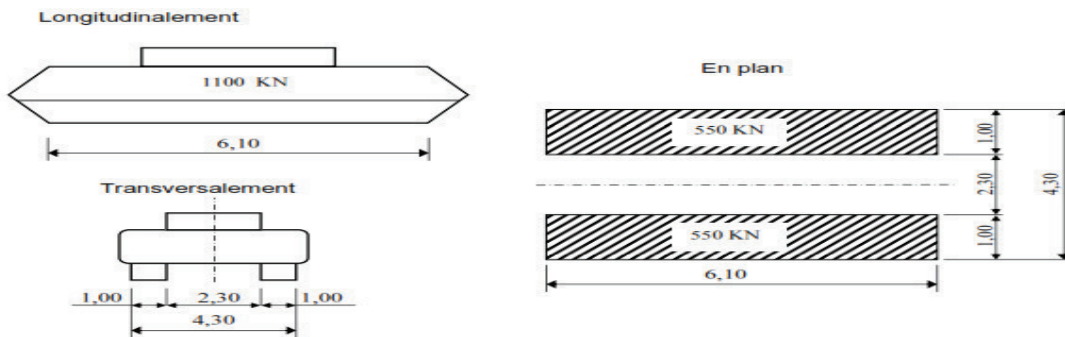


Figure III.9. convoi Mc120.

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

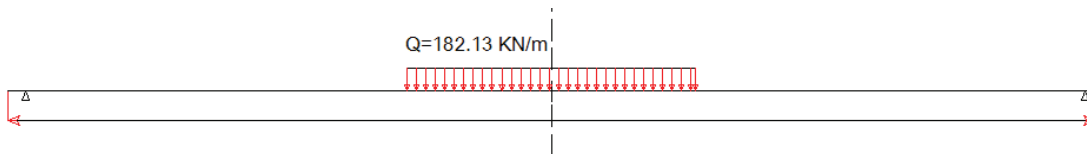


Figure III.10. Schéma basic de distribution de charge MC120.

Le moment max sera dans la section critique $L/2$.

III.3.2.4. Système D240

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

Le moment max sera dans la section critique $L/2$.

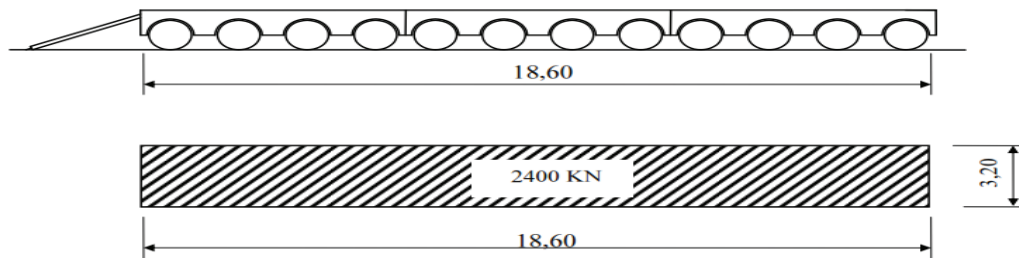


Figure III.11.convoi de type D240.

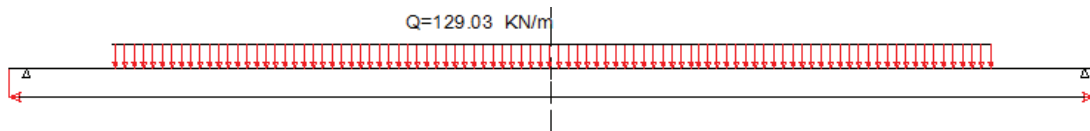


Figure III.12.Schéma basic de distribution de charge D240.

III.3.2.5. Les surcharges sur trottoir.

Ce type de charge est de l'exploitation des piétons sur les trottoirs avec une charge de $Q=1.5\text{KN/m}^2$

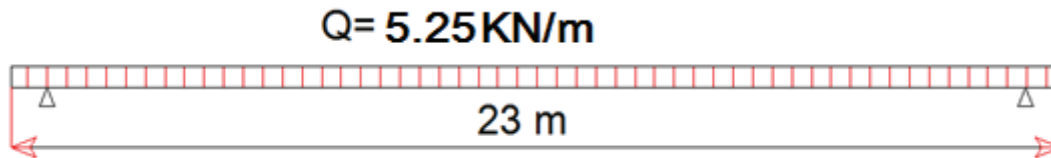


Figure III.13.Schéma explicatif de distribution de charge ST

$$Q=1.5*1.75*2=5.25 \text{ KN/m}$$

Evaluation des moments

Tableau III.6.tableau récapitulatifs des charges.

Les types des charges	Moment max (KN.m)
TOTALE	11325.21
A(L) 1 voie	2909.5
A(L) 2 voies	5825.61
Bc 1 voie	2189.06
Bc 2 voies	4013.27
Bt 1 voie	2004.33
Bt 2 voies	4039,97
Mc120	5211.28
D240	7621.39
ST	317.62

Tableau des combinaisons des moments.(KN.m)

Etat Limite de Service.

Tableau III.7.combinaison a L'ELS

G+1.2A(l) 1V+1.2St	15197.754
G+1.2A(l)2V+1.2St	18697
G+1.2BC 1V+1.2St	14333.22
G+1.2BC 1V+1.2St	16522.27
G+1.2Bt1V+1.2St	14111.55
G+1.2Bt2V+1.2St	16554.31
G+Mc120	16536.49
G+D240	18946.6

Etat Limite Ultime.

Tableau III.8.Cominaison a l'ELU

1.35G+1.6A(l) 1V+1.6St	20452.42
1.35G+1.6A(l)2V+1.6St	25118.2
1.35G+1.6Bc 1V+1.6St	19299.72
1.35G+1.6 Bc 2V+1.6St	22218.45
1.35G+1.6 Bt1V+1.6St	19004.15
1.35G+1.6 Bt2V+1.6St	22261.17
1.35G+1.5Mc120	23106
1.35G+1.35D240	25577.91

III.4. ETUDE TRANSVERSALE

III.4.1. La méthode de Guyon- Massonnet

Pour le calcul de la répartition transversale des efforts par la méthode de Guyon-Massonnet nécessite de trouver plusieurs paramètres dépend du comportement physique de notre structure, tout ça pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale K. Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$g = \sqrt[4]{\frac{b^4}{l^4} \cdot \frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad (3.4)$$

Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} \quad (3.5)$$

Tell que : la valeur est comprise entre 0 et 1.

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue Le rôle d'entretoises donc

Calcul des paramètres α et θ :

III.4.2. Paramètre d'entretoisement

Largeur totale du tablier $L_a=11.50$ m.

La longueur de la poutre est de 23 m.

Nombre de poutre $n = 11$ poutres.

Espacement des poutres $b_0=1.10$ m

Epaisseur de l'hourdis $e_h=0.20$ m.

Le moment d'inertie $I_p = 0.0408232$ m⁴.

III.4.2.1. Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = E I_p / b_0 ;$$

$$\rho_p = E \times 0.0408232 / 1.1 = 0.037112 E$$

III.4.2.2. Rigidité flexionnelle de la dalle

$$I_D = (b d^3 / 12) = 1 \times (0.2)^3 / 12.$$

$$I_D = 6.666 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\rho_D = \rho_E = E \times I_D / b = 6.666 \times 10^{-4} E$$

Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad (3.5)$$

avec $b = \frac{1}{2} n b_0$ cas d'un pont a poutres

$$b = 0.5 \times 11 \times 1.10 = 6.05 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \theta = \frac{6.05}{23} \sqrt[4]{\frac{0.0408232}{6.666 \times 10^{-4}}} \longrightarrow \theta = 0.735$$

III.4.3. Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad (3.6)$$

III.4.3.1. Calcul de rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :

$$\gamma_p = \frac{c_p}{b_1} \quad (3.7)$$

C_p : rigidité torsionnelle de la poutre.

b_1 : distance entre axe entre les poutres $b_1=1.10m$.

On change la section réelle par une section équivalente :

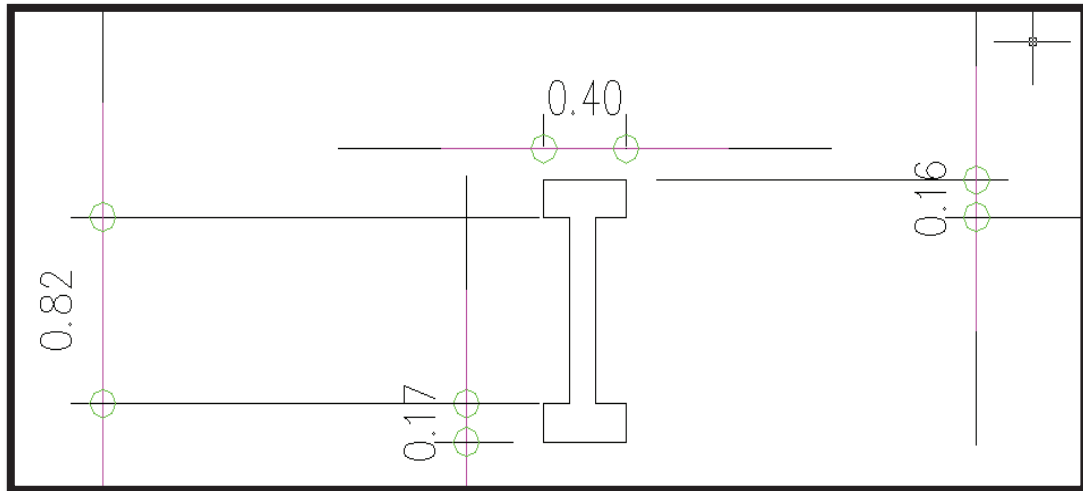


Figure III.14.section de poutre équivalente

Calcul de la section simplifiée :

-Section de la table de compression S1 à mi- travée :

$$S1=0.4 \times 0.12 + (0.4+0.15) \times 0.06 / 2 = 0.0645 \text{ m}^2$$

Largeur de la table : 0.4 m

$$h1 = S1 / 0.4 = 0.16125 \text{ m}$$

-Section du Talon S2

$$S2 = 0.4 \times 0.1 + (0.4+0.15) \times 0.1 / 2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

Largeur du talon $h2 = S2 / 0.4 = 0.16875 \text{ m} = 0.17 \text{ m}$.

$$C_p = \frac{0.416E}{3} [(0.4 \times 0.17^3 + 0.82 \times 0.15^3 + 0.4 \times 0.16^3) + 1.10 \times 0.2^3 / 2]$$

$$C_p = 0.00149359E$$

$$\gamma_p = C_p / b_1 = 0.00149359E / 1.10 = 0.001357811E \implies \gamma_p = 1.357811 \times 10^{-3} E$$

III.4.3.2. Calcul de rigidité torsionnelle de la dalle γ_E .

$$\gamma_E = \frac{CE}{L_1}$$

C_E : rigidité torsionnelle de l'entretoise $C_E = C_D = 2 G I_E$

L_1 distance entre axes des entretoises ($L_1 = 1m$)

$I_E = I_D$: inertie de la dalle

$$I_E = I_D = \frac{b \cdot (d^3)}{12} = 100 \times (20)^3 / 12 = 6.666 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$G = 0.4166 E.$$

$$CE = 2 (0.4166)(E) \cdot (6.666 \cdot 10^{-4}) = 0.0054248 E.$$

$$\gamma_E = \frac{0.005428E}{1} = 0.0054248E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} = \frac{1.357811 \cdot 10^{-3} + 0.0054248}{2 \sqrt{0.0408232 \cdot 6.666 \cdot 10^{-4}}} = 0.65 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 0.65$$

Conclusion :

On opte $\theta = 0.735$ et $\alpha = 0.65$. par ces deux paramètres adimensionnels (α , θ), le comportement du tablier est complètement défini.

III.5. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

III.5.1.1. Coefficient de répartition transversale

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

Les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0 < \theta < 0.1 \quad K_\alpha = K_0(K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 < \theta < 2 \quad K_\alpha = K_0(K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 < \theta < 1 \quad K_\alpha = K_0(K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{1 - \frac{0.65 - \theta}{0.665}}$$

Tel que :

K_0 : valeur de K pour $\alpha = 0$

K_1 : valeur de K pour $\alpha = 1$

Dans le cas où θ ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation.

dans notre cas on fera une interpolation entre $\theta = 0.7$ et $\theta = 0.75$ pour trouver les valeurs correspondants à $\theta = 0.735$ (voir l'annexe A les tableau de Guyon-Massonnet)

les position des poutres

Poutre P_1 (poutre centrale) reste dans la même position.

P2 entre 0 et b/4

P3 entre b/4 et b/2

P4 entre b/2 et 3b/4

P5 entre 3b/4 et b

P6 entre 3b/4 et b .

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chacune des six poutres on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage. (voir l'annexe A les tableau de Guyon-Massonnet)

Avec $K_\alpha = K_0(K_1 - K_0)\alpha^\beta$

III.5.1.1. Construction des lignes d'influence :

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de K_α pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

Le coefficient K_α représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

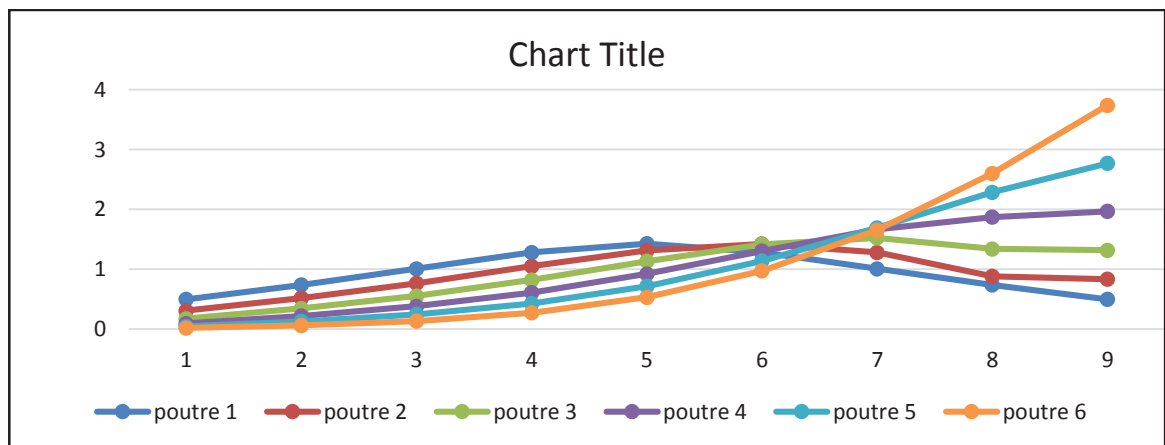


Figure III.15. Ligne d'influence du coefficient K_α pour les poutres.

III.5.1. Etude du chargement : (voir l'annexe A le tableau de Guyon-Massonnet)**III.5.2. Etude les moments fléchissant longitudinaux ami – travée :**

Les moments longitudinaux à mi – travée dus chaque chargement étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre centrale.

$$M = K_{\text{amoy}} * M_0 \quad (3.8)$$

Telle que :

M_0 : Moment longitudinal moyen par le théorème de Barré

Tableau III.9.Les moments longitudinaux à mi – travée

	M_0 (t.m)	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4		POUTRE 5		POUTRE 6	
		$K_{a moy}$	M (KN.m) moment réel	$K_{a moy}$	M (KN.m) moment réel	$K_{a moy}$	M (KN.m) moment réel	$K_{a moy}$	M (K.m) moment réel	$K_{a moy}$	M (K.m) moment réel	$K_{a moy}$	M (KN.m)moment réel
Poids propre G	1029,56	1	1029,56	1	1029,56	1	1029,56	1	1029,56	1	1029,56	1	1029,56
	1 voie	1,15714	0	1,32571	0	1,38571	0	1,36571	0	1,28	0	1,17428571	0
A (L)	529,61	1,15714	612,83443	1,15286	610,56467	1,07714	570,46563	0,96286	509,939	0,84285714	446,386	0,72	381,319
	1file	1,10225	219,34775	1,298	258,302	1,448	288,152	1,48275	295,067	1,46005	290,55	1,7943	357,066
Surcharge Bc	364,8	1,18583	432,58896	1,2595	459,4656	1,25625	458,28	1,18275	431,467	1,0964	399,967	1,1611	423,569
	1tandem	1,12	204,064	1,32191	240,852	1,42	258,724	1,43	260,546	1,375	250,525	1,28	233,216
Bt	367,27	1,1925	437,96948	1,26096	463,11094	1,23	451,7421	1,125	413,179	1,005	369,106	0,8725	20,443
	2tandem	1,32	625,35	1,2	568,5	1,095	518,75625	0,955	452,431	0,795	376,631	0,65	307,938
convoie	473,75	1,17813	816,26391	1,00625	697,18031	0,79375	549,94969	0,58125	402,719	0,425	294,461	0,278125	192,699
	D240	0,64	18,4768	0,62571	18,064371	0,76857	22,188657	1,03143	29,7773	1,26285714	36,4587	1,55714286	44,9547
St	28,87												

III.5.2.1. Combinaison du moment réel à mi- travée :

Le choix de la poutre la plus sollicitée dépend du moment maximal revenant à chaque poutre, les combinaisons de charge vis à vis de ELS et ELU sont donner dans le tableau suivant :

Tableau III.10.Les combinaisons du moment réel à mi travée vis-à-vis a l'ELU et l'ELS.

		Poutre 1	Poutre 12	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6
ELS	G+1.2A(L)+1.2ST	1787.13	1783.91	1740.75	1677.22	1608.97	1541.09
	G+1.2Bc+1.2ST	1570.84	1602.6	1606.12	1583.05	1553.27	1591.79
	G+1.2Mc120	1779.98	1292.76	1652.07	1572.48	1481.52	1399.09
	G+D240	1845.82	1726.74	1689.5	1512.82	1382.91	1399.09
ELU	1.35G+1.6A(L)+1.6ST	2400	2395.71	2338.15	2253.45	2162.46	2071.94
	1.35G+1.6Bc1.6ST	2111.61	2153.95	2158.66	2127.9	2088.19	2139.54
	1.35G+1.5Mc120	2234.13	2157.38	2090.23	2000.69	1898.36	1805.62
	1.35G+1.35D240	2491.86	2331.1	2132.34	1933.58	1787.43	1650.05

A L' ELS et à l'ELU, la poutre la plus sollicitée est la poutre n°01 avec un moment max à l'ELS :

M_{max}= 1845.82 KN.m

Et à l'ELU **M_{umax}= 2491.86 KN.m**

III.6. ETUDE TRANSVERSALE PAR ROBOT

- on modélise la structure
- on applique les charges statiques /roulantes
- on introduit les combinaisons de charge

on récupère les résultats (le moment fléchissant de chaque poutre)

M_{ELS}= 1870 KN.m

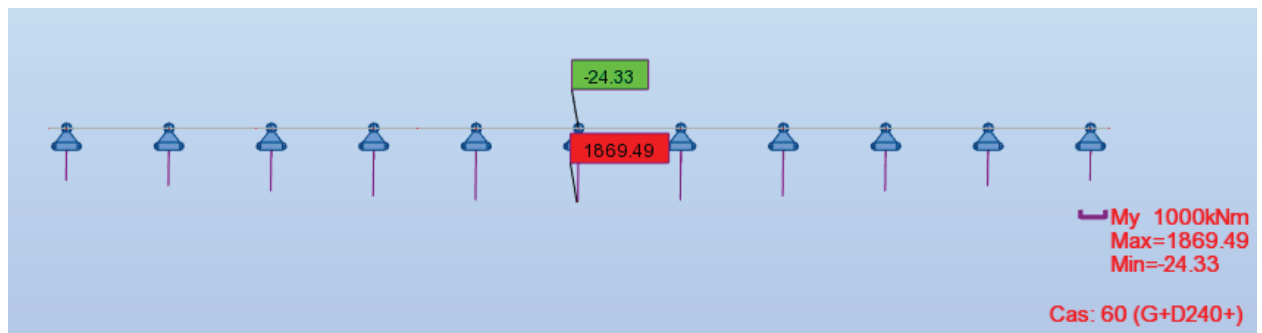


Figure III.16. Le moment fléchissant de chaque poutre

$$M_{ELS}(\text{théorique}) \cong M_{ELS}(\text{numérique}) \quad 1845.82\text{KN.m} \cong 1869.49\text{KN.m}$$

III.7. CONCLUSION

On a fait les deux méthodes (théorique/numérique) pour la répartition transversale et on a obtenu des valeurs proche. La suite de ce travaille pour le chapitre de calcul de la précontraint sera faite avec M_{num}

CHAPITRE IV : CALCULE DE PRÉCONTRAINTE

- INTRODUCTION
- DIMENSIONNEMENT DE LA
PRÉCONTRAINTE
- VÉRIFICATION DES CONTRAINTES.
- FERRAILLAGE DES ARMATURES
PASSIVES



CHAPITRE IV. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

IV.1. INTRODUCTION GENERALE

Le béton précontraint est créé du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire à la traction. Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer.

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

Il définissait ainsi la précontrainte: « Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des Contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.»

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, 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.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et les structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués.

IV.2. GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE :

IV.2.1. Introduction

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par 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 [5].

C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure IV.1).

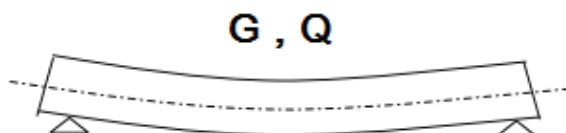


Figure IV.1. Une poutre subite a des contraintes de flexion.

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul.

IV.2.2. Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton.[5]

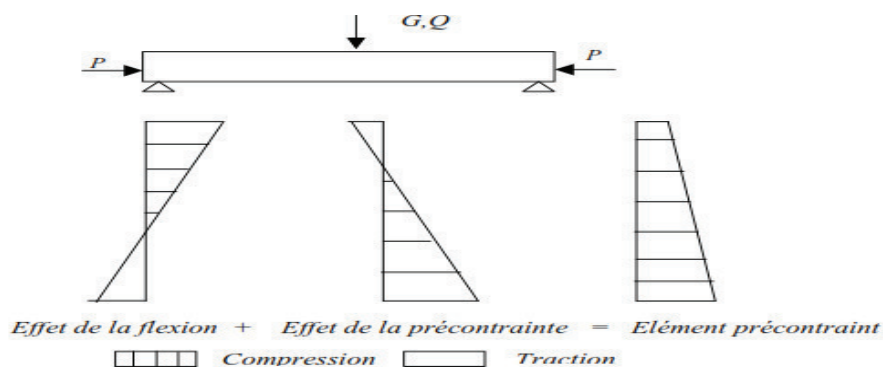


Figure IV.2.Schéma représente l'effet de la précontrainte.

Cette précontrainte peut être :

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

La précontrainte peut être appliquée au béton:

- soit par **pré-tension** (mise en tension des aciers avant coulage du béton).

– soit par **post-tension** (mise en tension de câbles après durcissement du béton).

IV.2.3. Précontrainte par pré-tension.

IV.2.3.1. Le principe de la précontrainte par pré-tension.

Dans ce procédé, les câbles de précontraintes sont tendus entre deux massifs solidement

Ancrés avant le coulage du béton (Figure I.5). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

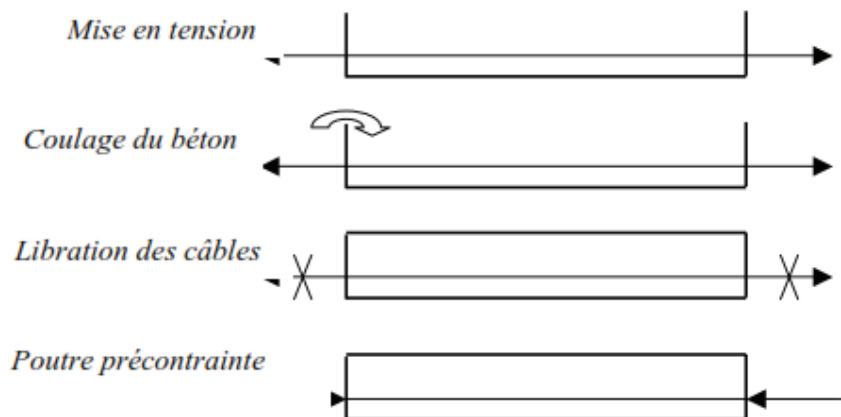


Figure IV.3. Schéma représente les étapes générales de réalisation.

Mise en tension des câbles, ensuite coulage du béton .après le durcissement du béton on peut libérer les torons, et par adhérence l'effort de compression se transmet au béton.

NB : dans la méthode de la précontrainte par pré-tension on a le terme de résistance de détension c'est la résistance minimale de béton pour bien résister lorsqu'on lâche les câbles pour tout type de sollicitations.

IV.2.3.2. Etapes générales de réalisation.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :

- mise en place d'huile de décoffrage sur les moules.
- déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques.
- mise en place des armatures passives..
- mise en tension des armatures par des vérins.
- mise en place du béton par pont- roulant ou grue.
- vibration du béton.
- étuvage du béton.
- décoffrage.
- dé-tension des armatures actives et découpage des torons situent entre les éléments préfabriqués.

IV.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.

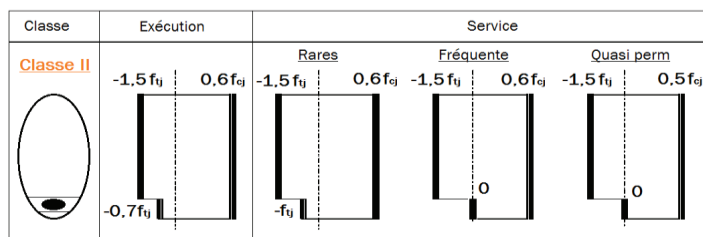


Figure IV.4. contrainte admissible

IV.3.1. Donnés.

On utilise le système Freyssinet.

L'acier de type T15 (très basse relaxation).

F_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1558 MPa.

F_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1770 MPa .

Section de toron $A_p = 140 \text{ mm}^2$.

Les contraintes admissibles de béton.

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

$\sigma_{bt} = - f_{t28} \text{ (rares)} = -2.7 \text{ MPa}$.

En exécution $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{t1} = -0.7 f_{t28} = -1.89 \text{ MPa} \\ \sigma_{t2} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} \end{array} \right.$

IV.3.2. Les caractéristiques de la poutre.

Note : Les caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre sans hourdis.

Tableau IV.1. caractéristique géométrique.

B(m ²)	V'(m)	V(m)	Ig(m ⁴)	ρ
0.243	0.59	0.59	0.034	40.2%

IV.3.3. Calcul le nombre de torons.

L'objectif du dimensionnement de la précontrainte est de déterminer la force effective P (après sous traction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient assurées.

Classe I (la plus pénalisante) : Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.

Classe II (la plus courante) : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

Dans notre cas on choisit la **Classe II**

La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :

$$P_{\min} = \max \{P_I, P_{II}\}. \text{ Avec } \left\{ \begin{array}{l} P_I = \frac{M_{\max} + \frac{1}{\sqrt{I}} \sigma_{bt2}}{V' + \rho * V - d'} \quad (4.1) \\ P_{II} = \frac{\Delta M + \frac{1}{\sqrt{I}} \sigma_{bt2} + \frac{1}{\sqrt{I}} \sigma_{bt1}}{\rho * h} \quad (4.2) \end{array} \right.$$

$$d' = 0.1 * 1.15 = 0.115 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1.86 \text{ MN.m}$$

$M_G = 0.39 \text{ MN.m}$ (le moment due à son poids propre d'une poutre seul).

$$P_I = \frac{1.86 + \frac{0.034}{0.59}(-4.05)}{0.59 + 0.402 * 0.59 - 0.12} = 2.28 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{(1.86 - 0.39) + \frac{0.034}{0.59}(-4.05) + \frac{0.034}{0.59}(-1.98)}{0.402 * 1.15} = 2.42 \text{ MN}$$

$$P = P_{II} = 2.42 \text{ MN.}$$

$$P_0 = \min \{0.8f_{prg} * A_p, 0.9f_{peg} * A_p\} \quad (4.3)$$

$$= \min \{0.198, 0.196\}$$

$$P_0 = 0.196 \text{ MN.}$$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P_0 :

$$\text{On aura } n = \frac{P}{0.75 * P_0} \quad (4.4)$$

$$n = \frac{2.42}{0.75 * 0.196} = 16.46.$$

D'où $n = 17$ torons avec $p = 17 * 0.196 = 3.333 \text{ MN.}$

IV.3.4. La disposition des torons

L'espacement : L'entraxe minimal à prévoir entre les armatures (fils ou torons) ne doit pas être inférieur à trois fois leur diamètre

$$St_{\min} = 3 * \phi = 3 * 1.52 = 4.56 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc } e_v = e_h = 5 \text{ cm}$$

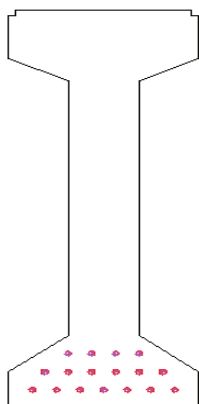


Figure IV.5 . La section a mi-travée avec 17 torons.

IV.3.5. Vérification des contraintes.

Contrainte admissible (selon BPEL91).

En service (rares)

Fibre supérieur : $-1.5f_{tj} < \sigma_s < 0.6 f_{cj}$

Fibre inferieur : $-f_{tj} < \sigma_s < 0.6 f_{cj}$

Construction

Fibre supérieur : $-1.5f_{tj} < \sigma_s < 0.6 f_{cj}$

Fibre inferieur : $-0.7f_{tj} < \sigma_s < 0.6 f_{cj}$

Tableau IV.2.les caractéristique du beton

	Phase I	Phase II	Phase III
f_{c7} (MPa)	28.00	35.00	35.00
f_{t7} (MPa)	2.28	2.70	2.70
σ_1 (MPa)	-1.596	-1.89	-2.70
σ_2 (MPa)	-3.42	-4.05	-4.05
σ_{bc} (MPa)	16.80	21.00	21.00
$\Delta P =$	10	20	25

Calcul des paramètres de la précontrainte et les moments fléchissant.

$$e_o = 6*(0.55) + 6(0.50) + 2(0.45) = 0.51 \text{ m}$$

Phase I ($\Delta P=10\%$).

La mise en tension d la précontraint est 100% est on considère que les pertes de l'ordre de 10% on suppose que la résistance de béton supérieure à la résistance de détension.

$$P = 17 * 0.196 * 0.9 \rightarrow P = 2.99 \text{ MN}$$

Le moment développe est le poids propres de la poutre pour transmettre vers des bancs de stockage $M_G = Ql^2/8$

$$\text{Avec } Q = 6.27 \text{ KN/m} \rightarrow M_G = 0.39 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P * e_o - M) \frac{V}{I} \quad (4.5)$$

$$= \frac{2.99}{0.243} - (2.99*0.51-0.39) \frac{0.59}{0.034} \longrightarrow \sigma_{sup} = -7.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P*e_0-M) \frac{V'}{I} \quad (4.6)$$

$$= \frac{2.99}{0.243} + (2.99*0.51-0.39) \frac{0.59}{0.034} \longrightarrow \sigma_{inf} = 31.99 \text{ MPa}$$

Avec ($\sigma_{bt1} = -1.39 \text{ MPa}$, $\sigma_{bt2} = -2.99 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 13.91 \text{ MPa}$)

Remarque: les contraintes dans cette phase dépassent les limites admissibles alors on doit changer les caractéristiques (l'inertie, l'excentricité, le nombre de torons) pour minimiser les contraintes.

Phase II.

On considère les pertes $\Delta P = 20\%$ et $P = 2.67 \text{ MN}$.

Le moment développé est le poids propre de (la poutre + dalle) $M_G = 0.72 \text{ MN.m}$

Dans cette étape on tient en compte que le poids propre de la dalle une surcharge qui ne change rien dans l'excentricité e et les caractéristiques qui se changent (B , I).

Le moment développé est le poids propre de (poutre + dalle) $M_G = 0.72 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P*e_0-M) \frac{V'}{I} = \frac{2.67}{0.47} - (2.67*0.51-0.72) \frac{0.45}{0.09} \quad \sigma_{sup} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P*e_0-M) \frac{V'}{I} = \frac{2.67}{0.47} + (2.67*0.51-0.72) \frac{0.9}{0.09} \quad \sigma_{inf} = 12.09 \text{ MPa}$$

Avec ($\sigma_{bt1} = -1.89 \text{ MPa}$, $\sigma_{bt2} = -4.05 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$)

Phase III.

C'est la dernière étape qui s'exprime la mise en service qui prend tout type de perte sous le moment maximal.

On considère les pertes de l'ordre de 25%.

$$P = 17 * 0.196 * 0.75 \longrightarrow P = 2.5 \text{ MN.}$$

Le moment appliqué suivant la combinaison $G+D240$ qui présente le cas le plus défavorable $M = 1.86 \text{ MN.m}$.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P*e_0-M) \frac{V'}{I} = \frac{2.5}{0.47} - (2.5*0.509-1.86) \frac{0.45}{0.09} \longrightarrow \sigma_{sup} = 8.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P*e_0-M) \frac{V'}{I} = \frac{2.5}{0.47} + (2.5*0.509-1.86) \frac{0.9}{0.09} \longrightarrow \sigma_{inf} = -0.57 \text{ MPa}$$

Avec ($\sigma_{bt1} = -1.89 \text{ MPa}$, $\sigma_{bt2} = -4.05 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$).

Le tableau des contraintes récapitulatif.

Tableau IV.3.Vérification des contraintes.

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.51	0.39	2.99	-7.38	31.99	
Phase 2	0.51	0.72	2.67	2.47	12.03	C.V
Phase 3	0.51	1.86	2.50	8.26	-0.57	C.V

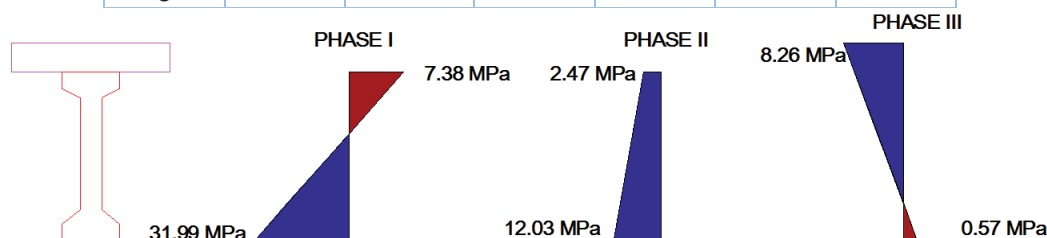


Figure IV.6. les diagramme des contraintes

Interprétation des résultats

Après les calculs des contrainte on peut constater que la poutre dans ça premier phase elle a des sollicitations énorme suite à l'effort de la précontrainte ce qui implique un redimensionnement de (la précontrainte (P), l'excentricité (e), l'inertie (I),) et même on peut exiger une résistance de béton plus.

$h' = h + 10 \text{ cm} = 1.25 \text{ m}$ \rightarrow ($I' = 0.043 \text{ m}^4$, $MG = 0.4 \text{ MN.m}$)

$P' = \max(P_I, P_{II}) \rightarrow P' = 2.04 \text{ MN}$

$N = 13.88 \rightarrow$ on prend 14 toron $P' = 2.74 \text{ MN}$

Avec un espacement de 5 cm et l'enrobage 5cm

Tableau IV.4.les caractéristique de la nouvelle section.

B(m ²)	V'(m)	V(m)	Ig(m ⁴)	ρ
0.258	0.62	0.62	0.043	43.2%

On augmente la résistance de béton jusqu'à $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Tableau IV.5.les contraintes admissible

	phase I	phase II	phase III
f_c (MPa)	30	40	40
f_t (MPa)	2.40	3.30	3.30
σ_1 (MPa)	-1.68	-2.31	-3.30
σ_2 (MPa)	-3.60	-4.95	-4.95
σ_{bc} (MPa)	18	27	27
ΔP %	10	20	25

Tableau IV.6. Vérification des contraintes.

Phase	e ₀	M	P	σ _{sup}	σ _{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0.51	0.39	2.47	-2.66	21.80	La résistance de détension
Phase 2	0.51	0.72	2.20	-0.12	7.76	C.V
Phase 3	0.51	1.86	2.06	8.28	-2.64	C.V

NB : on exige la résistance de détension =24MPa.

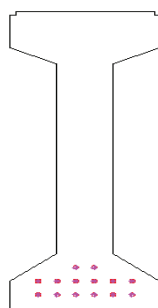


Figure IV.7.la nouvelle disposition des torons.

IV.3.6. Calcul de perte.

IV.3.6.1. Les pertes instantanées.

Dans le cas de la prétension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension à la mise en œuvre qui se produisent :

- la perte de tension qui résulte des frottements parasites ainsi que de l'emploi de déviateurs.
- La perte de tension qui résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, sur le banc.
- la déformation différentielle de l'armature et du béton.
- Le traitement thermique.
- la relaxation de l'acier.
- retrait du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x=l/2 » de l'armature, est notée Δσ_{pi}(x).

❖ Les pertes par frottement.

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des torons. On admet en général un frottement parasite car on à des câbles rectilignes il y a plus des angles ou des gaines qui augmentent le frottement.

On estime ces pertes par la formule : Δσ_{fr}=σ_{po} (fα+φx) (4.7)

(f=0.18, φ=0.002, α=0 câble rectiligne) → Δσ_{fr}(l/2)=31.88 MPa = 2.27%

❖ Les pertes par recule d'ancrage.

On ne le considère pas. Lorsque on obtient la résistance de détension on lâche les câbles ou les câbles sont coincer → Δσ_{recul}=0

❖ **Les pertes par déformation instantanée du béton.**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{Ep}{E_{ij}} \sigma_b \text{ avec } \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_g} - \frac{Mp \cdot e}{I_g} \quad (4.8)$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15.32 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_e = 38.71 \text{ MPa} = 2.76 \%$$

❖ **Les pertes par relaxation des aciers.**

Ce sont des pertes légères au moment de bétonnage où le béton confronte les armatures actives qui peu produit une relaxation estimé par la même relation dans les pertes différé

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_i \quad (4.9)$$

$$\text{avec } \rho_{1000} = 0.5 \quad \sigma_i = 1297.2 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_p = 16.05 \text{ MPa} = 1.17\%$$

❖ **Les pertes du retrait de béton**

$$\Delta\sigma_r(x) = \zeta_r [1 - r(j)] E_p \quad (4.10)$$

$$\text{Avec : } r(j) = \frac{t}{t + 9r_m} \text{ avec } r_m = \frac{B}{P} = 7.43 \text{ cm}$$

$$r(1) = 0.014 \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_r = 37.44 \text{ MPa} = 2.67 \%$$

❖ **Les pertes par traitement thermique.**

Pour augmente la rentabilité de ce type d'ouvrage il faut faire un étuvage des poutres pour attient a la résistance de détension on passe par un cycle qui chauffe de 40 c° jusqu' a 80 c° pendant 7 heures.

$$\Delta\sigma_\theta = E_p \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{\max} - \theta_0) (1 - \lambda) \quad (4.11)$$

Le coefficient de dilatation thermique $\alpha_b = 10^{-5}$, $\lambda = 0.10$ pour le cas le plus défavorable.

$$\theta_{\max} = 80 \text{ c}^\circ, \theta_0 = 40 \text{ c}^\circ \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_\theta = 68.4 \text{ MPa} = 4.87 \%$$

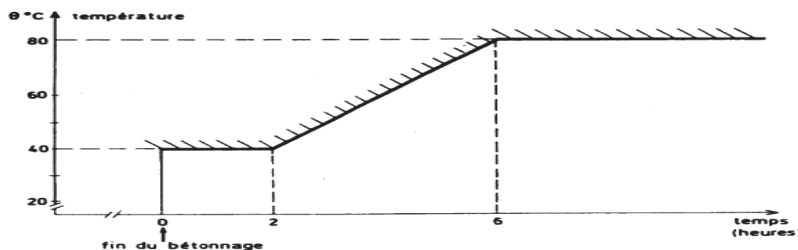


Figure IV.8.cycle de traitement thermique

Tableaux récapitulatif des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma(i) = \sum_1^6 \Delta\sigma_i = 13.54 \%$$

Tableau IV.7. Pertes instantanées

type de perte	(%)
$\Delta\sigma_{fr}$	2.27
$\Delta\sigma_{recul}$	0
$\Delta\sigma_{racc}$	2.76
$\Delta\sigma_{relax}$	1.17
$\Delta\sigma_r$	2.67
$\Delta\sigma_{\theta}$	4.87
Totale	13.74

IV.3.7. Les pertes différées.

Dans le cas de la prétension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse «x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

❖ Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement due au retrait effectué après leur mise en tension.

L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL :

$$\Delta\sigma_r(x) = \xi_r \cdot E_p \quad (4.12)$$

Avec $\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$ $\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} = 2.71\%$

❖ Perte de tension due au fluage du béton.

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton ; ils vont subir la même déformation. $\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E} (\sigma_m + \sigma_b)$ (4.13)

σ_m : Contrainte maximale dans le béton au niveau de câble moyen à la mise en tension

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application. Au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontraintes.

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$E_vj = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 12102.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = P/B + Me/I \text{ avec } P \text{ max, } M = 0.72 \text{ MPa (le moment due au poids propres).}$$

$$\sigma_b = P/B + Me/I \text{ avec } P \text{ on considérant tout type de perte, } M = 0.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_m = 1.68 \text{ Mpa}, \sigma_b = 1.01 \text{ MPa} \qquad \Delta\sigma_{fl} = 40.52 \text{ MPa} = 2.98 \%$$

❖ **Perte par relaxation des aciers.**

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, les règles BPEL (Art. 3.3, 23) proposent la formule suivante : (très basse relaxation).

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) * \sigma_i \qquad (4.14)$$

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu_0 = 0.43$$

Avec $\sigma_i = 1212.3 \text{ MPa}$

$$\Delta\sigma_p(i) = 46.35 \text{ MPa} = 3.30\%$$

$$\Delta\sigma(i) = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \quad (4.15) \quad \longrightarrow$$

$$\Delta\sigma(i) = 117.06 \text{ MPa} = 8.35\%$$

Tableau récapitulatif des pertes différé.

Tableau IV.8 pertes différé

Perte par fluage (Mpa)	Perte par retrait (MPa)	Perte par relaxation (MPa)	Totale (MPa)
40.52	38	46.35	117.06
2.98%	2.71%	3.30%	8.35%

Tableau récapitulatif des pertes totales.

Tableau IV.9.pertes totale

Perte instantané	Perte différé	Perte totale
13.74%	8.35 %	22.09 %

NB: ces pertes ne dépassent pas à celle prise en compte 25 % pour la détermination de la force de précontrainte.

IV.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES.

IV.4.1. Vérification des contraintes normales.

On doit vérifier les contraintes dans chaque section dans les mêmes étapes (Phase I, Phase II, Phase III).et on considère les pertes calculés.

Dans cette méthode d'exécution on a confronté un problème majeur au niveau de la section d'about car le moment des surcharge (poids propres) est nulle et non seulement l'effort axial de la précontrainte qui sollicite la poutre on a encore l'excentricité qui va créer un couple (Pev/I) qui atteindrent les extrême de traction et de compression qui dépasse les contraintes admissible. La solution parfaite de ce problème est d'annuler l'adhérence de quelque câble de précontrainte par des gaines de longueur deux mètre.

Remarque : l'utilisation des gaines doit être symétrie pour éviter la flexion transversale

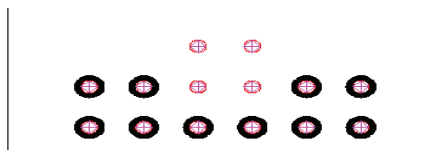


Figure IV.9. L'emplacement des gaines dans la section d'about.

$$P_1 = 1.2P_0 - 0.8\Delta P \quad (4.16)$$

$$P_2 = 0.8P_0 - 1.2\Delta P \quad (4.17) \quad \text{Avec } n=14 \quad P_0 = 2.74 \text{ MN.}$$

NB : on a annuler la traction de 10 torons à la section d'about.

$$P_0 = 4 * 0.196 = 0.784 \text{ MN.}$$

Tableau IV.10. calcul P1 et P2 sous les pertes calcule.

section mi travée				section d'about			
Phase	Δp %	P1 (MPa)	P2 (MPa)	Phase	Δp %	P1 (Mpa)	P2 (Mpa)
Phase 1	13.54	2.69	2.53	Phase 1	14.82	0.68	0.59
Phase 2	13.54	2.69	2.53	Phase 2	14.82	0.68	0.59
phase 3	23.89	2.61	2.40	Phase 3	23.89	0.61	0.48

Tableau IV.11.verification des contraintes finale.

	Phase 1		Phase 2		phase 3			
	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	x=0	X=L/8	x=L/2	
e (m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
MEIs	0.00	0.40	0	0.72	0	0.587	1.86	
P1 (MN)	0.68	2.69	0.68	2.69	0.61	0.61	2.61	
P2 (MN)	0.59	2.53	0.59	2.53	0.48	0.48	2.40	
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.79	0.00	10.43	0.00	3.23	9.30
	σ_{inf}	0.00	-5.79	0.00	-10.43	0.00	-4.70	-18.60
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	-2.22	-9.06	-2.22	-9.06	-0.50	-0.55	-0.97
	σ_{inf}	5.06	7.57	5.06	29.92	2.92	3.56	18.59
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	-1.93	-8.51	-1.93	-8.51	-0.40	-0.43	-0.89
	σ_{inf}	4.39	6.57	4.39	28.09	2.31	2.82	17.12
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	-2.22	-3.26	-2.22	1.37	-0.50	2.68	8.33
	σ_{inf}	5.06	1.78	5.06	19.49	2.92	-1.13	-0.01
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	-1.93	-2.71	-1.93	1.92	-0.40	2.80	8.41
	σ_{inf}	4.39	0.77	4.39	17.66	2.31	-1.88	-1.48

Phase I

$$\sigma_{tr} = -3.26 \text{ MPa} < \sigma_t$$

$$\sigma_{co} = 5.06 \text{ MPa} < \sigma_{bc}$$

phase II

$$\sigma_{tr} = -2.22 \text{ MPa} < \sigma_t$$

$$\sigma_{co} = 19.49 \text{ MPa} < \sigma_{bc}$$

phase III

$$\sigma_{tr} = -1.88 \text{ MPa} < \sigma_t$$

$$\sigma_{co} = 8.33 \text{ MPa} < \sigma_{bc}$$

Conclusion : Les contraintes normales sont toutes vérifiées dans les trois phases.

IV.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement.

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} \quad (4.18)$$

La vérification des contraintes de cisaillement sera dans la section d'about.

V : l'effort tranchant obtenu par robot V=484.6 KN

S_n : le moment statique de la section nette.

I_n : le moment d'inertie de la section nette d'about.

B_n : la largeur de la section nette

$$\tau = \frac{0.484 \times 0.205}{0.12 \times 0.4} = 2.07 \text{ MPa}$$

Les contraintes admissibles.

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau^2_1 \quad (4.19)$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau^2_2 \quad (4.20)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{14 \times 0.196}{0.68} = 4.03 \text{ MPa} < 0.4 f_{ci} = 0.4 * 25 = 9.6 \text{ MPa} < 0.4 f_{c28} = 16 \text{ MPa}$$

Donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

$$\text{Pour la phase I} \quad \tau_1 = \sqrt{0.4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]} = \sqrt{0.4 * 25 [25 + 4.03]} = 17.03 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour la phase II} \quad \tau_1 = \sqrt{0.4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]} = \sqrt{0.4 * 40 [40 + 4.03]} = 26.54 \text{ MPa}$$

Conclusion : les contraintes tangentielles sont largement justifiées.

IV.5. FERRAILLAGE DES ARMATURES PASSIVES.

IV.5.1. Ferrailage longitudinale.

IV.5.1.1. Les armatures de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_s = \max [3 \text{ cm}^2/\text{ml}; 0.1\%B]$$

$$A_s = \max [3; 2.58] = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_s = 3 * 3.75 = 11.25 \text{ cm}^2$$

on prend 16HA10 $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$

IV.5.1.2. Les armatures longitudinales dans la zone tendue.

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{Nbt}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \right) \quad (4.21)$$

Bt : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σ_b : Contrainte maximale de traction du béton.

N_B : Effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu.

$$B_t = 0.41 \text{ m}^2$$

$$F_t = 3 \text{ MPa}$$

$$N_t = 0.19 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.41}{1000} + \left(\frac{0.19}{500} \times \frac{3}{1.88} \right) = 10.16 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5HA 16 avec } A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

Avec $s_t = 8 \text{ cm}$.

Si on considère les armatures de peau dans cette partie tendue A_s doit être supérieur à $A_s = 10.16 \text{ cm}^2$

IV.5.2. Les armature transversal.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0.48}{0.4 \cdot 1.25 \cdot 0.9} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{t1}}{s_t} = \frac{(\tau_u - 0.3) \cdot \gamma_s \cdot b_0}{0.9 \cdot f_e} < 0$$

Minimum d'armatures transversal.

$$A_t / s_t < \frac{0.4 \cdot b_n \cdot 1.15}{f_e} = 0.96 \text{ cm}^2 \text{ avec } s_t = 25 \text{ cm on prend cadre HA10}$$

.

CHAPITRE V : ÉTUDE DE L' HOURDIS

- ETUDE DE LA FLEXION LOCALISEE
- FERRAILLAGE DE L' HOURDIS



CHAPITRE V. ETUDE DE L'HOURLDIS

V.1. ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE

Pour l'étude de la flexion localisée, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre côtés, ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telle section des poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres. Mais il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la dalle se calculent en les supposant limitées au rectangle formé par les poutres et les entretoises et simplement appuyées sur celles-ci. Ces moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

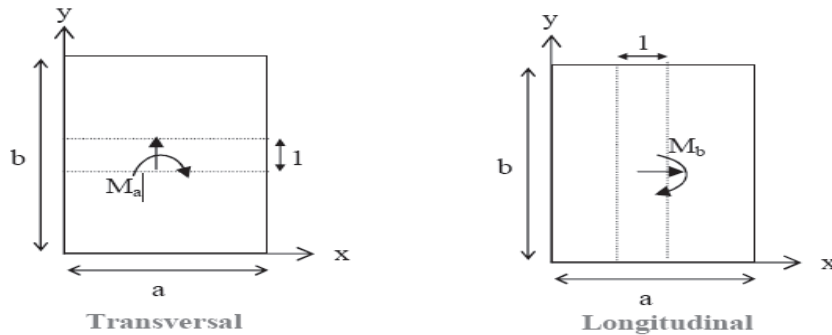
V.1.1. Moments M_a et M_b au centre de la dalle

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

Pour le calcul des moments dus aux surcharges, les abaques donnent directement les moments en fonction de E, a et b



Avec :

E: Hauteur de répar

a: Petite portée « lx

b: Grandes portée « ly »

Calcul de E : la hauteur de répartition :

$$E = (\text{épaisseur de la chaussée} \times \frac{3}{4}) + (\text{épaisseur de la dalle} \times \frac{1}{2}) = 16\text{cm}$$

Détermination de a et b :

a : petite portée « lx » lx =0.71 m.

b: grandes portée « ly » ly=23 m.

Charges permanentes :

poids propre du hourdis : $0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

poids propre du revêtement : $0,08 \times 24 = 1,92 \text{ KN/m}^2$

poids totale : $(5 + 1,92) \times 23 \times 0,71 = 113 \text{ KN}$

V.1.2. Moments dus au poids propre

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de PIGEAUD (document SETRA), l'abaque donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$)

et M_2 la fonction obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{b}{a}$ [4]

$$M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P \quad (5.1)$$

$$M_b = (M_2 + \vartheta M_1)P \quad (5.2)$$

ϑ : est le coefficient de poisson qui est égale à 0,15 pour le béton armé et 0.2 pour le béton précontraint

$\rho = \frac{0,71}{23} = 0,031$ (Le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée l_x)

$\rho' = \frac{23}{0,71} = 32.39$ (le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée).

V.1.2.1. Moment longitudinal

$$\rho = 0,031 \Rightarrow M_1 = 0,00375$$

$$\rho' = 32.39 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$M_b = (0 + 0,15 \times 0,00375)113 = 0,0653 \text{ KN.ml}$$

En travée :

Moment longitudinal réduit est $0,8M_b = 0.051 \text{ KN.ml}$

Sur appui :

Moment longitudinal réduit est $-0,5M_b = -0.0317 \text{ KN.ml}$

V.1.2.2. Moment transversal

$$M_a = (0,00275 + 0,15 \times 0)113 = 0,4237 \text{ KN.ml}$$

En travée :

Moment transversal réduit est $0,8M_a = 0,339 \text{ KN.ml}$

Sur appui :

Moment transversal réduit est $-0,5M_a = -0,2118 \text{ KN.ml}$

V.1.3. Moment dus aux surcharges**V.1.3.1. Moment du aux surcharge A(L)**

$A(l) \text{ max} = 12.57 \text{ t/m}^2$

$$P = 12.57 \times 0,71 \times 23 = 205.268 \text{ KN}$$

➤ Moment longitudinal :

$$M_b = (0 + 0,15 \times 0,00375)205.268 = 0.114KN.ml$$

En travée :

$$\text{Moment longitudinal réduit est } 0,8M_b = 0.0923KN.ml$$

Sur appui :

$$\text{Moment longitudinal réduit est } -0,5M_b = -0.0552KN.ml$$

➤ Moment transversal :

$$M_a = (0,00375 + 0,15 \times 0)205.268 = 0,769KN.ml$$

En travée :

$$\text{Moment transversal réduit est } 0,8M_a = 0,615KN.ml$$

Sur appui :

$$\text{Moment transversal réduit est } -0,5M_a = -0,385KN.ml$$

V.1.3.2. Moments dus aux surcharges Bc :

Coefficient de majoration dynamique [8]

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2l} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (5.3)$$

$L = \text{inf. [sup (entre axe des poutres de rive, longueur roulable) ; portée de la poutre]}$

$L = \text{inf. [sup (11.1 , 7) ;32]} \text{ d'où: } L = 11.1\text{m.}$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 11.1 \text{ m}$

Dalle : $0.2 \times 11.1^2 \times 25 = 616.05\text{KN}$

Revêtement : $0.08 \times 11.1^2 \times 24 = 236.56\text{KN}$

$G = 852.61\text{KN}$

S : Charge maximale Bc sur le carré = 240 KN.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 11.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{852.61}{240}} = 1,16$$

➤ Moment longitudinal :

On utilise l'abaque SETRA (bulletin technique N°1, calcul des hourdis de ponts), notre dalle est supposée simplement appuie sur les quatre cotés.

Ces abaques sont fonction de (E, b et a), pour notre cas :

$a = 0,71 \text{ m}$; $b = 23\text{m infini}$; $E = 0.16 \text{ cm}$

$a = 0,71 \text{ m}$ ne figure pas dans les abaques on prend $a = 2 \text{ m.}$

De l'abaque N°25 $M_b = 1220 \text{ kg.ml} = 12,2 \text{ KN,ml.}$

Coefficient de pondération des surcharges : 1.1

Coefficient de réduction pour encastrement partiel en travée : 0.8

Après majoration: $M'_b = 12,2 \times 1.1 \times 1.16 \times 0.8 = 12,45 \text{ kN.ml}$

➤ Moment transversal

De la même façon on tire le moment transversal de l'abaque N°9

$$Ma = 2480 \text{ kg.ml} = 24,80 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Après majoration: } M'a = 24,80 \times 1.1 \times 1.16 \times 0.8 = 25.31 \text{ KN.ml}$$

V.1.3.3. Moment du à la surcharge Bt :

$$G=488,275\text{KN}$$

$$S : 640 \text{ KN.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 11.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{852.61}{640}} = 1,21$$

➤ Moment longitudinal :

De l'abaque N°15 (b=32m, a=2m, E=0.185m)

$$Mb = 1080 \text{ kg.m/ml} = 10,80 \text{ kN.ml}$$

$$\text{Après majoration: } M'b = 10,80 \times 1,2 \times 1.21 \times 0.8 = 12.54 \text{ KN.ml}$$

➤ Moment transversal :

De l'abaque N°10 on tire $Ma = 2280 \text{ kg. ml} = 22,8 \text{ kN.ml}$

$$\text{Après majoration: } M'a = 22,8 \times 1,2 \times 1.21 \times 0.8 = 26.48 \text{ KN.ml}$$

V.1.3.4. Moment due à la surcharge Mc120 :

$$G = 488,275 \text{ KN} \quad S \text{ surcharges max} = 1100\text{KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 11.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{852.61}{1100}} = 1,27$$

➤ Moment longitudinal : néant

➤ Moment transversal : De l'abaque N°35 on tire $Ma = 2720 \text{ kg.ml} = 27,20 \text{ KN.ml}$

$$\text{Le moment majoré est : } M'a = 27,20 \times 1.27 \times 0.8 = 27.63 \text{ KN.ml}$$

V.1.3.5. Moment due à la surcharge D240 :

On utilise l'abaque de PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque de dimension ($\mu \times \nu$)

$$\mu = a + 2E = 0,71 + 2 \times 0.16 = 1.03 \text{ m}$$

$$\nu = b + 2E = 23 + 2 \times 0.16 = 23.32 \text{ m}$$

$$\frac{\mu}{a} = \frac{1,03}{0,71} = 1,45$$

$$\frac{\nu}{b} = \frac{23,32}{23} = 1,01$$

$$\frac{\nu}{a} = \frac{23.32}{0,71} = 32.84$$

$$\text{Pour } \rho = 0 \Rightarrow M_1 = 0,04 \text{ et } M_2 = 0.0009$$

$$\text{Pour } \rho = 0.2 \Rightarrow M_1 = 0,025 \text{ et } M_2 = 0.0001$$

On fait l'interpolation pour obtenir

$$\text{Pour } \rho = 0.03 \Rightarrow M_1 = 0,03775 \text{ et } M_2 = 0.00078$$

$$P=2400 \times 0.71 / 3.2 = 532.5 \text{ KN}$$

➤ **Moment longitudinal :**

$$M_b = (0.00078 + 0,15 \times 0,003775)532.5 = 3.43KN.ml$$

En travée :

Moment longitudinal réduit est $0,8M_b = 2.744KN.ml$

➤ **Moment transversal :**

$$M_a = (0,003775 + 0,15 \times 0.00078)532.5 = 20.16KN.ml$$

En travée :

Moment transversal réduit est $0,8M_a = 16.13KN.ml$

Tableau V.1. Tableau récapitulative des moments

	moment transversal		moment longitudinal	
	sur appuis	en travée	sur appuis	en travée
G	0,21188175	0,3390108	0,03178226	0,05085162
AL	0,38487769	0,6158043	0,05773165	0,09237065
Bc	15,81	25,31	7,78	12,45
Bt	16,55	26,48	7,83	12,54
MC120	17,272	27,2		
D240	10,08	16,131342	1,71	2,744505

IX.2. FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

Pour le moment transversal :

➤ Sur appuis : $M_{ser}=G+MC120=17.48 KN.m$

D'après logiciel ROBOT EXPERT on obtient

$A_s=4.7 cm^2$ donc on prend 5HA14.

➤ En travée : $M_{ser}=G+MC120=27.54 KN.m$

$A_s=7.4 cm^2$ donc on prend 5HA16.

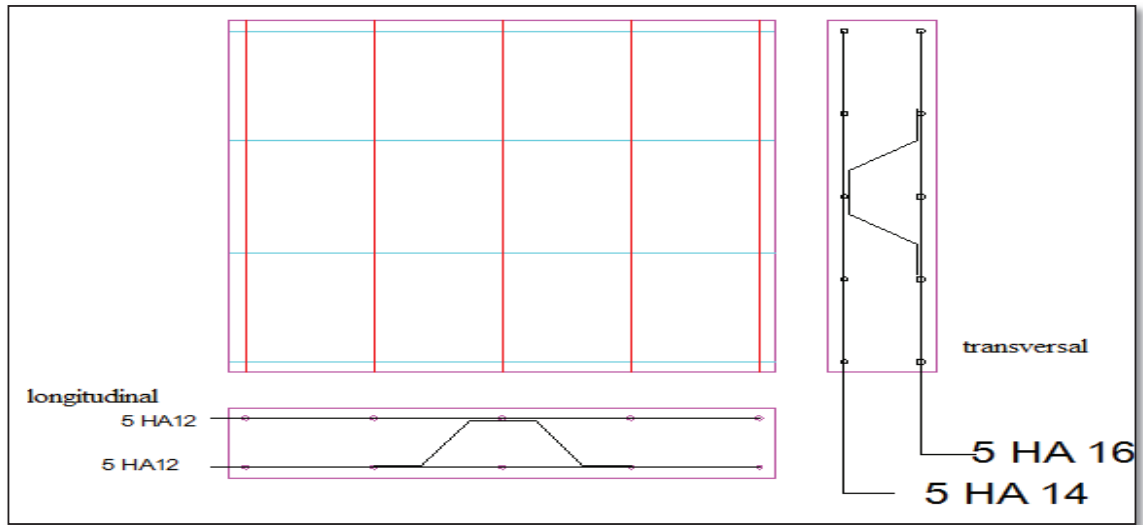


Figure V-1.coupe trans/longitu de la dalle.

CHAPITRE VI : CALCUL DE DÉFORMATION

- INTRODUCTION
- CALCUL DES FLÈCHES
- CALCUL DES ROTATIONS
- CALCUL DES DÉPLACEMENTS

CHAPITRE VI. CALCUL DE DEFORMATION

VI.1. INTRODUCTION

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en tension de telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche. . ext), Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc, synthétique) permettent la liberté de rotations et les déplacements d'appui.

Les chargements cités précédemment provoquent des déformations qui se manifestent sous forme de :

- Flèche maximale à mi-travée.
- Rotation d'appuis.
- Le déplacement horizontal dû au fluage et au retrait du béton ainsi que température.

NB: les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

VI.2. CALCULE DES FLECHES

VI.2.1. Fleche due au poids propre :

La flèche est donnée par la formule suivante dans notre cas (appui simple-appui double).

$$f = \frac{5 \cdot QL^4}{348EIg} \quad (6.1)$$

Q : la charge due au poids propre on considère que linéaire (KN/m)

Ig : l'inertie équivalente de (la poutre +dalle).

Les sections	About	variable	mi-travée
L'inertie	0.13		0.11

$$I_g = \sum \frac{I(i) \cdot L(i)}{L_{tot}} \quad \longrightarrow \quad I_g = 0.13 \cdot 2 \cdot 1.5 + 0.11 \cdot 2 \cdot 2 + 0.097 \cdot 16$$

$$I_g = 0.103 \text{ m}^4$$

$$\text{Avec } Q=10.90 \text{ KN/m, } E=11285.84 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f= 3.1 \text{ cm}$$

VI.2.2. Contre flèche due à la précontrainte.

$$f = - \int M dx \quad (6.2)$$

Avec M le moment due à la précontrainte, $M = n \cdot p \cdot e$

à mi- travée

$$M=14*0.196*(1-0.2189)*0.5 \Rightarrow M=1.071 \text{ MN.m}$$

Sur appui

$$M=4*0.196*(1-0.2189)*0.5 \Rightarrow M=0.306 \text{ MN.m}$$

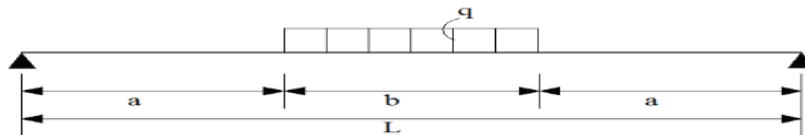


Figure VI.1 diagramme des moments.

$$F_p = - \int M p dx = - \frac{X1*M1+X2*M2}{EI}$$

$$F = - \frac{1*0.6+6.5*9.63}{11285.84*0.10} \Rightarrow F = -5.5 \text{ cm.}$$

VI.2.3. Fleche du a la charge D240.



$$F_{\max} = \frac{-p*q*L^4}{348EI} \quad (6.3)$$

$$\text{et } F_{\max} = \frac{qb*(2l-b)(4l^2+2lb-b^2)}{348EI} \quad (6.4) \text{ d'après Henry Thonier}$$

Le moment dû au convoi D240 en l/2 est de 974.92 KN.m

$$M_Q = ql^2/8 \Rightarrow q = 8*M_Q/l^2 = 14.74 \text{ KN/m}$$

$$b=18.60, \quad a=3.4\text{m}, \quad L=22\text{m.} \Rightarrow F_{\max}=3.88 \text{ cm.}$$

VI.2.4. La flèche totale en service:

En service à vide :

$$F_{\text{tot}} = F_G + F_p = -2.4 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = 9.2 \text{ cm.}$$

En service en charge :

$$F_{\text{tot}} = F_G + F_p + F_{d240} = 1.4 \text{ cm.} \leq \frac{l}{250} = 9.2 \text{ cm.}$$

VI.3. CALCUL DE ROTATION

VI.3.1. Rotation du au poids propre.

La rotation a l'appui est donnée par la formule suivant :

$$\Theta_G = \frac{GL^3}{24EI} \quad (6.5) \Rightarrow \Theta_G = 4.28 \cdot 10^{-3} \text{ rd}^{-1}$$

VI.3.2. Rotation due à la précontrainte

$$\int_0^l M dx = 2 * \sum_i^n A_i = 2 * (2*0.3+9*1.07) = 20.46 \text{ MN.m}$$

$$\Theta_p = - \frac{1}{2EI} \int M dx \quad (6.6) \Rightarrow \Theta_p = -9.06 \cdot 10^{-3} \text{ rd}^{-1}$$

VI.3.3. Rotation de surcharge

$$\Theta_{D240} = \frac{qb(3L^2 - b^2)}{48EI} \quad (6.7) \quad \Rightarrow \quad \Theta_{D240} = 5.59 \cdot 10^{-3} \text{ rd}^{-1}$$

VI.3.4. Rotation totale.

En service à vide

$$\Theta_t = \Theta_P + \Theta_G = -4.78 \cdot 10^{-3} \text{ rd}^{-1}$$

En service en charge

$$\Theta_t = \Theta_P + \Theta_G + \Theta_{D240} = -8.1 \cdot 10^{-4} \text{ rd}^{-1}$$

VI.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS.

VI.4.1. Rotation due au poids propres

$$\Delta_\theta = \theta \cdot \frac{h}{2} \quad (6.8)$$

θ : rotation d'appui en charge.

$$\Delta_\theta = \frac{8.1 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot 1.45}{2} \quad \Delta_\theta = 5.87 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

VI.4.2. Déplacement du au retrait de la poutre.

$$\Delta_{\text{ret}} = \frac{\xi_r \cdot L}{2} \quad (6.9)$$

$$\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_{\text{ret}} = 2.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

VI.4.3. Déplacement du au fluage.

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\text{fluage}} = \frac{\Delta \sigma_f}{E_p} \cdot \frac{L}{2} \quad (6.10) \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\text{fluage}} = 2.22 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

VI.4.4. Déplacement du au temperature

$$\Delta T = \frac{\xi_t \cdot L}{2} \quad (6.11)$$

$$\xi_t = \alpha \cdot \Delta T \quad (6.12)$$

Avec

α : le coefficient de dilatation thermique on prend 10^{-5}

ΔT : (long durée) c'est la différence entre la température de réalisation ($T=20 \text{ c}^\circ$) et la température extrême ($T=30 \text{ c}^\circ$ nord de l'Algérie)

ΔT : (courte durée) Celle qui provoque une déformation journalier on prend 10.

$$\xi_t = 1.5 \cdot 10^{-4} \text{ (long durée)} \quad \Rightarrow \quad \Delta T = 1.65 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\xi_t = 10^{-4} \text{ (courte durée)} \quad \Rightarrow \quad \Delta T = 1.1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

VI.4.5. Déplacement total.

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{ret}} + \Delta_\theta) + \Delta T$$

$$\Delta_{\text{max}} = 0.49 \text{ cm (long durée)}$$

$$\Delta_{\text{max}} = 0.44 \text{ cm (courte durée)}$$

NB : pour les efforts horizontaux sur les appuis (pile /culée) on prend les déplacements au courte durée.

CHAPITRE VII : ETUDE DES EQUIPEMENTS

- ÉTUDE DE L'APPAREIL D'APPUI
- ÉTUDE DE D'APPUI
- ÉTUDE DE JOINT DE CHAUSSÉE
- GARGUILLE

CHAPITRE VII. ETUDE DES EQUIPEMENTS

VII.1. ETUDE DE L'APPAREIL D'APPUI

VII.1.1. Choix du type d'appareil

Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en Algérie. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

D'après une comparaison superficielle entre les deux types d'appareil d'appuis, nous a conduits d'opter des appareils d'appuis type élastomère fretté.

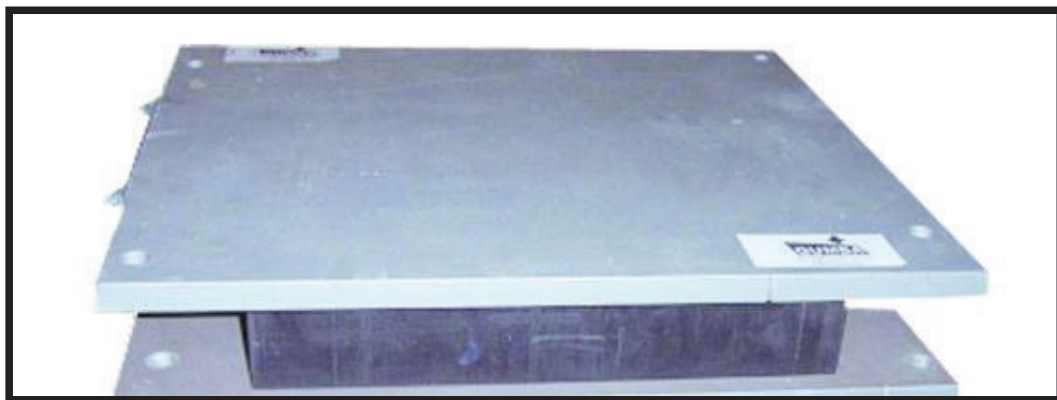


Figure VII.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

Dimensionnement selon bulletin technique N°04 de SETRA :

VII.1.2. Dimensionnement général des appareils d'appui :

VII.1.2.1. Détermination de l'aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a.b} \quad (7.1)$$

On désigne par $a \times b$ l'aire de l'appareil d'appui où :

- a : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.
- b : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

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

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a.b} \leq 15 \text{ MPa}.$$

Avec :

- N_{max} : Réaction maximale dans chaque appareil d'appui.
- σ_m : Contrainte moyenne de compression due à l'effort.

Contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max} .

- 2 MPa : Condition de non cheminement.

- 15 MPa : Condition de non écrasement.

Donc :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{0.486}{a.b} \leq 15 \text{ MPa.} \quad \Leftrightarrow \quad 0,0324 \leq a. b \leq 0.243 \text{ (m}^2\text{)}.$$

VII.1.2.2. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère

$$T \geq \frac{U_1}{0,5} \quad (7.2)$$

U1 : Déplacement due à la variation linéaire (retrait, fluage, température).
U1=0.01355m.

$$T > \frac{0.01355}{0.5} \Leftrightarrow T > 0.027 \text{ m} \quad \text{Donc } T=0.05 \text{ m.}$$

Donc On prendra : T=50 mm constitué de 5 feuillets de 10 mm chacun.

Nous devons respecter la condition de non flambement de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 5 * T \leq a \leq 10*T$$

$$\Leftrightarrow 250 \text{ mm} \leq a \leq 500 \text{ mm}$$

On prend $a = 350 \text{ mm}$. Et $b = 350 \text{ mm}$.

VII.1.2.3. Détermination des efforts sur l'appareil d'appui: Efforts horizontaux (Efforts dus au freinage) :

➤ Système A(l) :

L'effort de freinage correspondant à la charge

S : désigne la surface chargée en m^2

$$S = 23 \times 7 = 161 \text{ m}^2 \quad A(L) = 1.258 \text{ t/m}^2$$

$$F = \frac{A(L)*S}{20+0.0035*S} \quad (7.3)$$

$$\frac{1.258 * 161}{20 + 0.0035 * 161} = 9.85 \text{ t}$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui est

$$H = \frac{F}{2*11} = 0.447 \text{ t.}$$

➤ Système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Un seul camion est supposé freiner donc :

$$F = 30 \text{ t}$$

Donc la force qui revient pour chaque appareil d'appui :

$$H_{Bc} = 30 / 22$$

$$H_{Bc} = 1,36t \text{ Par appareil}$$

➤ Surcharge du vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une Pression de 200 Kg/cm².

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S=23*(1,25+0,2+0,2)= 37.95 \text{ m}^2$$

$$H_v= 37.95*0.2=7.59 \text{ t}$$

La force qui revient pour chaque appareil d'appui :

$$H'=7.59/22=0.345 \text{ t.}$$

➤ Effort dû à la déformation (déplacement) :

$$H=\frac{G.a.b.\varepsilon}{T} \quad (7.4)$$

Où :

- G = 0,8 MPa module d'élasticité transversale.
- T = 5 cm .
- a= b = 350 cm.
- ε = 0.06m

donc H= 118.39 t

H= 5.38 tonne par chaque appareil.

➤ Effort du au séisme :

D'après l'étude sismique on obtient

H= 22.3tonne par chaque appareil.

VII.1.3. Vérification des contraintes

VII.1.3.1. Contrainte de compression

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

N_{max} : réaction d'appui maximal = 0.486 MN.

$$\sigma_m = \frac{0.486}{0.35*0.35} = 3.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

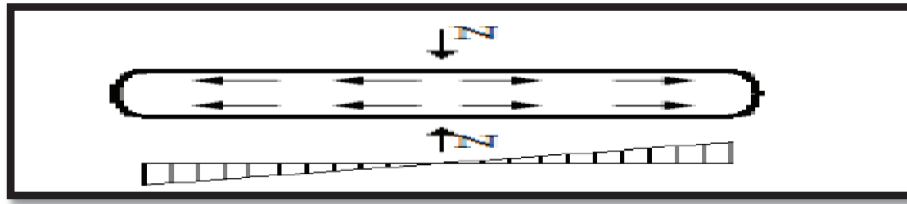


Figure VII.2. Contrainte normale à l'appareil

VII.1.3.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal

$$\tau_{Nmax} = 1,5 \times \frac{\sigma_m}{\beta} < \tau_N$$

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} \Rightarrow \beta = \frac{35^2}{2 \times 1(35+35)} \Rightarrow \beta = 8.75$$

$$\tau_{Nmax} = 1,5 \times \frac{3.97}{8.75} * 10 \Rightarrow \tau_{Nmax} = 6.80 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_N = 3. G_{stat} \Rightarrow \tau_N = 3 \times 8 \Rightarrow \tau_N = 24 \text{ kg/cm}^2.$$

Ainsi ; $\tau_{Nmax} < \tau_N$ (Condition vérifiée).

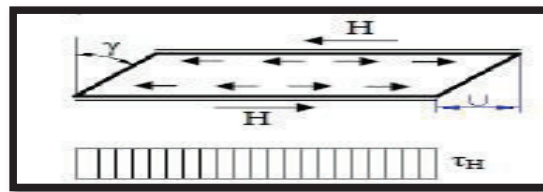


Figure VII.3. Contrainte de cisaillement à l'appareil d'appui.

VII.1.3.3. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

On doit vérifier que :

$$\tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} < 0.7 \times G_{stat} \quad (7.5)$$

▪ **Effort statique**

$$\tau_{H1} = G_{stat} \times \frac{U_1}{T} < 0.5 G_{stat}$$

$$U_1 = \frac{2(\Delta_r + \Delta_{flu})}{3} + \Delta_T (\text{courte durée}) \Rightarrow U_1 = 1,355 \text{ cm.}$$

$$\tau_{H1} = 8 \times \frac{1.355}{5} \Rightarrow \tau_{H1} = 2.17 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0.5 G_{stat} = 0.5 * 8 = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ainsi ; } \tau_{H1} < \tau_N \text{ (Condition vérifiée).}$$

▪ **Effort dynamique**

$$\tau_{H2} = 0,5 \times \frac{H_2}{a \times b} < 0.5 G_{stat}$$

$$\text{Avec } H_2 = \max (H_s; H_{A(l)}; H_{BC}) \Rightarrow H_2 = 1.363 \text{ t.}$$

$$\tau_{H2} = 0,5 \times \frac{1.363 * 1000}{35^2} \Rightarrow \tau_{H2} = 1.12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0.5 G_{stat} = 0.5 * 8 = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ainsi ; } \tau_{H2} < \tau_N \text{ (Condition vérifiée).}$$

▪ **Effort de déformation cumulé**

$$\tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} < 0.7 \times G_{stat}$$

$$2.17 + 0.5 \times 1.12 < 0.7 \times 4 \Rightarrow 2.73 \text{ kg/cm}^2 < 5.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

VII.1.4. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm, Avec } \sigma_e = 2350 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t_s = 0.3 \text{ cm} \geq \frac{35}{8.75} \times \frac{39.67}{2350} = 0.07 \text{ cm. (Condition vérifiée).}$$

Don on prendra $t_s = 0.3 \text{ cm}$.

La hauteur total est donc sera désigné par l'application suivante ($n = t + t_s$)

Avec : $t = 10 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : $350 \times 350 \times 5(10 + 3)$

\Rightarrow les dimensions de l'appareil $350 \times 350 \times 65 \text{ mm}$.

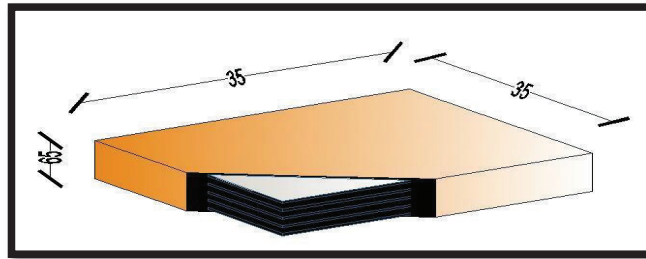


Figure VII.4. dimensionnement d'appareil.

VII.2. ETUDE DU DES D'APPUI

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

VII.2.1. Les dimensions du dés d'appuis

- $A = a + 200 \Rightarrow A = 350 + 200$
- $B = b + 200 \Rightarrow B = 350 + 200$
- $A = B = 550 \text{ mm}$.
- On prend : $h = 0,25 \text{ m}$.

VII.2.2. Ferrailage du dé d'appui

VII.2.2.1. Armature de chaînage

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

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

R étant l'effort maximum, donc : $R_{max} = 468 \text{ KN}$

$$\text{Pour : } f_e = 500 \text{ MPa ; } \sigma_s = \frac{500}{1 \times 1,15} \Rightarrow \sigma_s = 434.78 \text{ MPa.}$$

Donc ; $A_u = \frac{0,25 \times 0,486}{434,78} \Rightarrow A_u = 2,79 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA10 = 3.14 cm².

VII.2.2.2. Armatures de profondeur

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

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

Donc ; $A_u = \frac{0,125 \times 0,486}{434,78} \Rightarrow A_u = 1,4 \text{ cm}^2$; Soit : 3HA10 = 3.14 cm².

VII.2.2.3. Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes, on distingue :

▪ **Ferraillage de surface (frettes sup)**

Ces armatures sont capables de reprendre 4% Rmax.

Donc ; $A_s = \frac{0,04 \times 0,486}{434,78} \Rightarrow A_u = 0,44 \text{ cm}^2$; Soit : 2HA8 = 1.01 cm², placées à la face supérieure des dés d'appui.

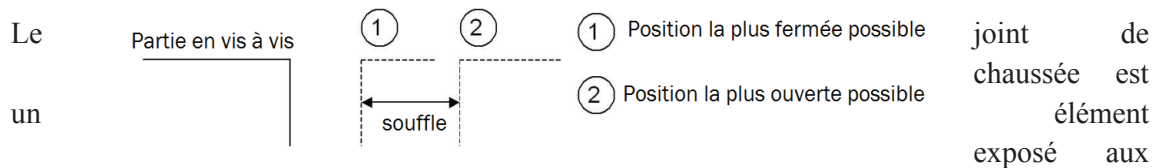
▪ **Ferraillage intérieur ou ferraillage d'éclatement**

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

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

Donc : $A_s = \frac{0,1 \times 0,486}{434,78} \Rightarrow A_u = 1,12 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA8 = 2.01 cm², disposées dans les deux sens.

VII.3. JOINT DE CHAUSSEE :



agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

Figure VII.5. Joint de Chaussée type ALGA.

VII.3.1. Calcul du souffle

Définition :

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

VII.3.1.1. Les composantes de souffle

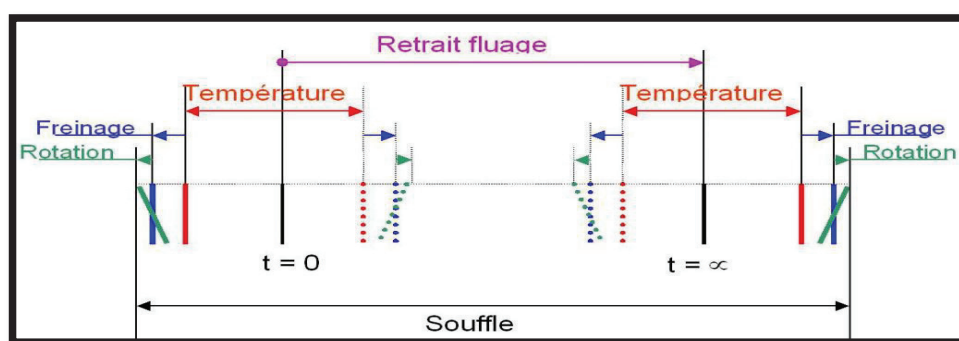


Figure VII.6. Composante du souffle.

VII.3.1.2. Actions prendre en compte :

Conformément à RCPR, les actions à prendre en compte sont :



- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- Actions accidentelles (séisme).

On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0,4 WT + Ws/3$$

W : souffle total du joint,

WD : souffle des déformations différées (retrait fluage),

WT : souffle thermique,

Ws : souffle sismique.

Déplacement dû aux efforts de séisme :

$$W_s = \frac{T \cdot H_s}{G \cdot a \cdot b} \quad (7.6)$$

$$= \frac{5 * 490.6 * 100}{16 * 35 * 35} = 12.5 \text{ cm} = 125.15 \text{ mm}$$

Déplacement dû aux des déformations différées (retrait fluage):

Déjà calculé en chapitre précédent :

$$WD = 4.42 * 10^{-3} \text{ m}$$

Déplacement dû aux Température

Déjà calculé en chapitre précédent :

$$WT = 1.1 * 10^{-3} \text{ m}$$

On calcule le souffle total du joint

$$W = 4.42 * 10^{-3} + 0.4 * 1.1 * 10^{-3} + 0.12515/3 = 4.65 \text{ cm}.$$

TABELLA DIMENSIONALE / DIMENSIONAL TABLE													
Giunto / Joint	Escursione longitudinale Longitudinal movement	Escursione trasversale Transversal movement	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso Weight (Kg/m)
TX80	±40	±40	275	220	50	450	2000	140	42	70	M12x190	27	27
TX100	±50	±50	355	280	60	520	2000	145	46	70	M14x200	35	35
TX120	±60	±60	390	300	70	560	2000	140	53	80	M16x200	29	29
TX160	±80	±80	470	370	90	640	2000	130	78	100	M16x200	87	87
TX180	±90	±90	500	400	100	670	2000	130	82	110	M16x200	96	96

Figure VII.7.catalogue ALGAFLEX pour les dimension de joint de chaussée.

On choisit le joint TX100 (ALGAFLEX TX). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de ± 50 mm.

VII.4. LES GARGOUILLES

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies).

La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui doit être convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste.

Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante

CHAPITRE VIII : ÉTUDE SISMIQUE

- MÉTHODE MONOMODALE
- SEIME (LONGITUDINALE /
TRANSVERSALE/ VERTICALE)
- COMBINAISON DES ACTIONS SISMIQUES

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1. ANALYSE ET MODELISATION

Le choix de la méthode d'analyse dépend du type de l'ouvrage, et on peut distinguer :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamentale).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour notre cas, on applique la méthode spectrale monomodale.[9]

VIII.2. CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE SPECTRALE MONOMODALE

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, autrement dit, La masse des piles "M_P" doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier "M_T".

$$M_P = 2 \rho \times S \times H \quad (8.1)$$

$$= 2 \times 25 \times 1.766 \times 3 \times (3.5) = 927.28 \text{ KN}$$

$$G = 8525.61 \text{ KN (Voir chapitre "Charges et surcharges").}$$

$$0,43 \times M_T = 3666 \text{ KN} \Rightarrow M_P < 0,43 M_T \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades. Pour notre cas, on a un pont droit et non-biais (Condition vérifiée).

- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades.

Pour notre cas, l'ouvrage est droit et non-courbe (Condition vérifiée).

Les données de notre ouvrage :

- La masse totale est égale à 1065.08 tonne.
- G module d'élasticité transversal est égale 0.8 MPa.
- G module d'élasticité transversal est égale 1.2 MPa pour séisme.
- Les dimensions du culée 12*1.4*3.5 m
- Les dimensions de la pile D=1.2 m .H=3.5 m.

VIII.2.1. Séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F = M \times S_a(T; \xi) \quad (8.2)$$

Tels que :

- M : est la masse totale du tablier (Le pont est simplement appuyé), qui a pour valeur :
M = 1065.08t.

On calcule les raideurs de chaque appui :

$$K_{\text{total pile}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{appd}}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}}}$$

$$k_{\text{appd}} (\text{appareil d'appui}) = n \times G \times \frac{a \times b}{e} \quad (8.3)$$

Tel que :

- n : Nombre d'appareils d'appui par appui (n=22).

- G : Module de cisaillement est égale 1.2 MPa pour séisme.

a et b représentent les dimensions de l'appareil d'appui et son épaisseur tel que

a=b=350 mm et e=65mm.

k_{appd} (appareil d'appui) = 49.75 MN/m.

$$k_{pile} = \frac{n \cdot 3EI}{h^3} \quad (8.4)$$

E : module d'élasticité instantanée est égale 35981,73 MPa

I : moment d'inertie est égale $\Pi \cdot D^4 / 64 = 0,248379 \text{ m}^4$.

$$k_{pile} = \frac{3 \cdot 3 \cdot 35981,73 \cdot 0,248379}{4,7^3} = 774,72 \text{ MN/m}$$

$$\text{Donc } K_{\text{total pile}} = \frac{1}{\frac{1}{49,75} + \frac{1}{774,72}} = 46,75 \text{ MN/m.}$$

On calcule les raideurs de chaque appui :

$$K_{\text{total cullé}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appd}} + \frac{1}{k_{cullé}}}$$

$K_{\text{cullé}}$ tend vers l'infinie parce que la cullé est rigide.

$$\text{Donc } K_{\text{total cullé}} = k_{appd} \text{ (appareil d'appui)} = n \times G \times \frac{a \times b}{e} = 24,87 \text{ MN/m.}$$

Implique que la rigidité de l'ouvrage $K_{\text{total}} = (K_{\text{total pile}} + K_{\text{total cullé}}) \cdot 2$.

$$K_{\text{total}} = 143,25 \text{ MN/m.}$$

- $S_a(T; \xi)$: est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période (T).

Pour le calcul de l'accélération spectrale, on utilise le spectre de réponse élastique (RPOA).

D'après le R.P.O.A, il y a lieu de se référer pour les équations suivantes :

$$S_a(T; \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T < T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T < T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T < 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (8.5)$$

Où ;

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

ξ : Taux d'amortissement égale à : 5% (béton armé).

η : facteur de correction de l'amortissement qui a comme valeur : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$

T : Période fondamentale de l'ouvrage qui a comme valeur : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{1065,08}{143,25}} = 0,54\text{s}$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, qui égales respectivement à : 0,20 et 0,50.

S : coefficient du site associé à la catégorie de site, qui égale à : 1,2

A : Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,3$.

Après les calculs qui ont été effectués ci-dessus, on a trouvé que : $T_2 < T < 3,00$ s

$$\text{Alors : } Sa(T; \xi) = 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 1 \times 0,3 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0,5}{0,54}\right) = 8.17 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Donc ; } F = Sa(T; \xi) \times M = 8.17 * 1065.08 = 8701.7 \text{ KN.}$$

La force horizontale se répartie sur chaque appui au prorata des raideurs.

La formule générale pour le calcul de la force sismique dans chaque appui est :

$$F_i = \frac{K_i}{K_T} \times F$$

$$F_{\text{pile}} = \frac{K_i}{K_T} \times F = 2839.82 \text{ KN.} \quad (8.6)$$

$$F_{\text{fut}} = \frac{F_{\text{pile}}}{3} = 946.60 \text{ KN}$$

➤ Déplacement du tablier par rapport sol :

$$d = \left(\frac{T}{2 * \pi}\right)^2 \times Sa = 0.06 \text{ m.} \quad (8.7)$$

VIII.2.2. Séisme transversal

La méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier flexible.
- Le modèle à tablier rigide.
 - $\frac{L}{B} = \frac{70}{11.5} = 6.08 > 5 \Rightarrow$ Le modèle à tablier flexible approprié.

On utilise Le modelé de la pile indépendant. [10] Cette méthode est utilisée pour déterminer la période de la structure dans la direction transversale si il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente.

$$F_i = M_i \cdot S_e(T_i) \text{ et } T_i = 2\pi \sqrt{M_i / K_i}$$

Où :

M_i : est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$

$$0.90 < T_i / T_{i+1} < 1.10$$

Et dans notre cas on a les piles identiques $T_i = T_{i+1}$

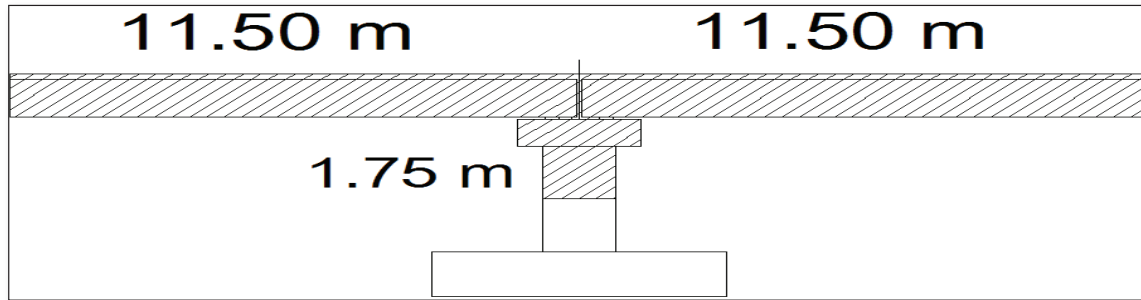


Figure 0-1.la masse effective de la pile isolé.

La masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$$M_{pile (eff)} = 1518 + 1322.5 + 900 + 231.82 = 397.182 \text{ t}$$

Raideur de la pile (supposée encastre en bas et en tête)

$$k_{3futs} = \frac{n * 12EI}{h^3}$$

$$= 3 * \frac{12 * 3300000 * 0.248}{4.7^3} = 283775.27 \text{ t/m} = 2837752.7 \text{ KN/m}$$

$$K_{app} = n * G * \frac{a * b}{e} \text{ avec } n=22 \quad \rightarrow \quad K_{app} = 49.76 \text{ MN/m}$$

$$K_{total \text{ pile}} = \frac{1}{\frac{1}{4.97 * 10^7} + \frac{1}{2.83 * 10^6}} = 2837.6 \text{ MN/m}$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{M_i / K_i} = 6.28 * \frac{\sqrt{397.182}}{\sqrt{2684632.41}} = 0.074 \text{ s}$$

$$S_a(T; \xi) = AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) = 5.51 \text{ m/s}^2$$

$$F_{trans} = M_{eff} * S_a = 397.1 * 5.51 = 2188.02 \text{ KN}$$

$$F_{trans \text{ fut}} = F_{trans} / 3 = 0.73 \text{ MN}$$

VIII.2.3. Séisme vertical

Les sollicitations provoquées les séismes verticaux sont la très grande majorité des cas couverts par des charges d'exploitation à l'ELU.

Toutefois, il est important de calculer la réaction sans séisme vertical par vérifier les appareils d'appui, en particulier se préconiser contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre de risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Les réactions R_i peuvent être calculé simplement à l'aide de relation suivante :

$$R_i = a * b * \mu * L.$$

μ : la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

$$a = \alpha * A * Sa^V$$

$\alpha = 1$ pour la zone sismique III.

La longueur de travée $L = 23\text{m}$.

On a un système isostatique $\Rightarrow b = 0.41$

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.3$

▪ $Sa(T; \xi)$: est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période (T).

Pour le calcul de l'accélération spectrale, on utilise le spectre de réponse élastique (RPOA).

D'après le R.P.O.A, il y a lieu de se référer pour les équations suivantes :

$$Sa(T; \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T < T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T < T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T < 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (8.8)$$

Où ;

g : accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

ξ : Taux d'amortissement égale à : 5% (béton armé).

η : facteur de correction de l'amortissement qui a comme valeur : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$

T : Période fondamentale de l'ouvrage qui a comme valeur : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{1065.08}{146690}} = 0.53\text{s}$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, qui égales respectivement à : 0,20 et 0,40.

S : coefficient du site associé à la catégorie de site, qui égale à : 1,2

A : Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0.3$.

Après les calculs qui ont été effectués ci-dessus, on a trouvé que : $T_2 < T < 3,00 \text{ s}$

Alors : $Sa(T; \xi) = 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 1 \times 0,3 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0,4}{0,53}\right) = 5.55 \text{ m/s}^2$

$$a = 1 * 5.55 * 0.3 = 1.665 \text{ m/s}^2$$

$$\mu = M/L = 1065.08/70 = 15.21 \text{ tonne/m.}$$

D'où les réactions d'appui:

$$R_1 = 15.21 * 0.41 * 1.66 * 23 = 2.38 \text{ MN.}$$

$$R_2 = 15.21 * 0.41 * 1.66 * 23 = 2.38 \text{ MN.}$$

$$R_{PILE} = 4.76 \text{ MN.}$$

$$R_{FUT} = 1.58 \text{ MN.}$$

VIII.2.4. Les combinaisons sismiques (pour la pile)

$$E_L = E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z = 1.63 \text{ MN.}$$

$$E_T = 0.3E_X + E_Y + 0.3E_Z = 1.49 \text{ MN.}$$

$$E_V = 0.3E_X + 0.3E_Y + E_Z = 2.08 \text{ MN.}$$

VIII.3. LES EFFORTS SUR LA CULEE

VIII.3.1. Séisme longitudinal

$$F_{\text{culee}} = Ft_{\text{tot}} \times \frac{K_{\text{culee}}}{K_{\text{tot}}} = 8701 \times \frac{24.87}{143.25} = 1510.6 \text{ KN.}$$

VIII.3.2. Séisme transversal

$$M_{\text{culee (eff)}} = (1518 + 1322.5) / 2 + 840 = 226 \text{ t}$$

Raideur de la culée (très rigide >>>)

$$K_{\text{app}} = n * G * \frac{a * b}{e} \quad \text{avec } n=11 \quad \Rightarrow \quad K_{\text{app}} = 24.87 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{total culee}} = 24.87 \text{ MN/m}$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{M_i / K_i} = 6.28 * \frac{\sqrt{226}}{\sqrt{24870}} = 0.59 \text{ s}$$

$$S_a(T; \xi) = 2.5 \eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) = 7.62 \text{ m/s}^2$$

$$F_{\text{trans}} = M_{\text{eff}} * S_a = 226 * 7.62 = 1723.72 \text{ KN.}$$

VIII.3.3. Séisme vertical

$$R_{\text{CULEE}} = \frac{R1}{2} = 2.38 \text{ MN.}$$

Les combinaisons sismiques (pour la culée)

Les combinaisons sismiques (pour la culée)

$$E_L = E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z = 2.73 \text{ MN.}$$

$$E_T = 0.3E_X + E_Y + 0.3E_Z = 2.88 \text{ MN.}$$

$$E_V = 0.3E_X + 0.3E_Y + E_Z = 3.34 \text{ MN.}$$

CHAPITRE IX : ÉTUDE DE LA PILE

- INTRODUCTION
- PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA PILE
- ÉVALUATION DES EFFORTS VERTICAUX
- ÉVALUATION DES EFFORTS HORIZONTALS
- FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS



Chapitre IX. ETUDE DE LA PILE

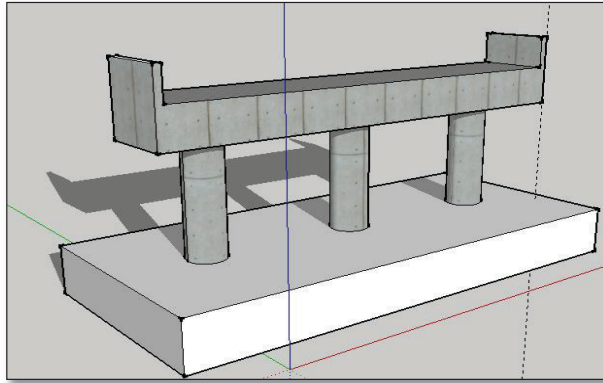


Figure IX-1. schéma représentatif de la pile

IX.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. Le choix ne peut se faire que par une vaste synthèse englobant essentiellement [11]:

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

IX.2. LA PILE

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Ce dernier est simplement appuyé sur ce de la pile comme notre cas, et il peut être totalement encastré ou partiellement encastré, afin de transmettre toutes les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (en cas de fondations profondes).

IX.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile

IX.2.1.1. Choix de type de la pile

Il existe deux types de piles : pile voile et pile colonne (futs). Pour notre projet on opte pour une pile colonne (à 3 futs) pour ne pas créer un point d'arrêt avec l'oued Les dimensions de la pile sont représentés dans le schéma suivant:

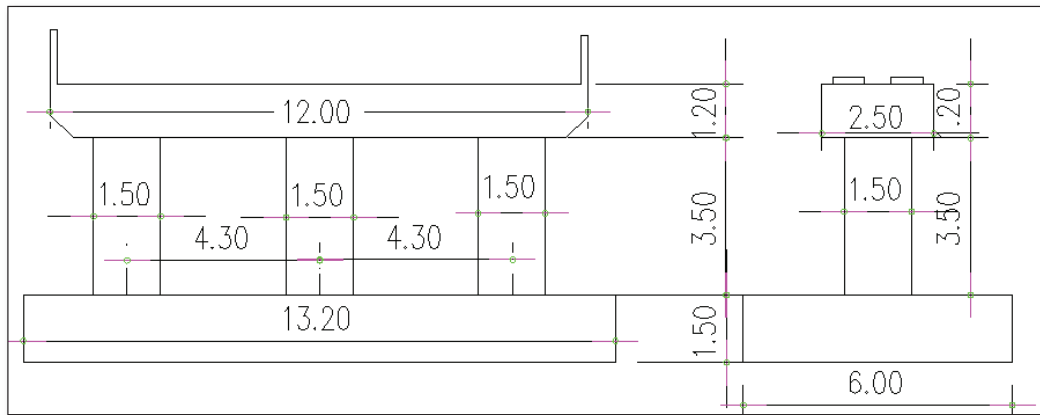


Figure IX-2 Schéma représente les dimensions de la pile

IX.2.1.2. Pré dimensionnement de la pile

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts, un chevêtre est indispensable lorsque les points d'appui, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des colonnes ou des poteaux : le chevêtre assure alors le transfert de la descente de charge et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier [11] (freinage, efforts centrifuges, etc..).

Le dimensionnement du chevêtre est : $[L, B, H] = [12, 2.5, 1.20]$.

Le dimensionnement des fûts sont $[D, H] = [1.50, 3.50]$.

Le dimensionnement de la semelle est $[L, B, H] = [13.20, 6, 1.5]$.

NB : Les dimensions sont tous en mètre.

IX.3. EVALUATION DE L'EFFORT VERTICAL

Poids propre : $G_t = 3888.55 \text{ KN}$. $R_1 = R_2 = 1944.27 \text{ KN}$.

		R1(KN)	R2(KN)	
A(l)	cas 1	$A = 12.58 \text{ KN/m}^2$ $Q = 88.1 \text{ KN/m}$ $R_1 = QL/2 = 1013.15 \text{ KN}$	0	
	cas 2	$A = 7.65 \text{ KN/m}^2$ $Q = 53.55 \text{ KN/m}$ $R_1 = QL = 616.28 \text{ KN}$	$A = 7.65 \text{ KN/m}^2$ $Q = 53.55 \text{ KN/m}$ $R_1 = QL = 616.28 \text{ KN}$	
Bc	cas 1	$R_{bc} = 240 + 240 \cdot 0.93 + 120 \cdot 0.73$ $240 \cdot 0.52 + 240 \cdot 0.46 + 120 \cdot 0.25$ $= 816 \text{ KN}$ $R = R_{bc} \cdot bc \cdot \delta = 946.56 \text{ KN}$	0	
	cas 2	$R = 240 + 240 \cdot 0.93 + 120 \cdot 0.73$ $= 550 \text{ KN}$ $R = R_{bc} \cdot bc \cdot \delta = 638 \text{ KN}$	$R = 120 \cdot 0.8 + 240 \cdot 0.59 + 240 \cdot 0.53$ $= 364.8 \text{ KN}$ $R = R_{bc} \cdot bc \cdot \delta = 423.16 \text{ KN}$	

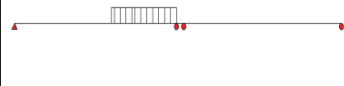
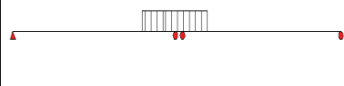
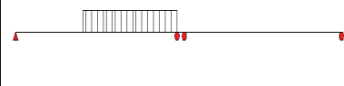
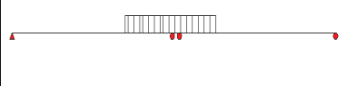
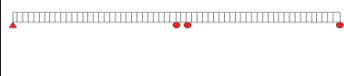
Mc120	cas 1	$R_{mc120}=182.13*6.10*15.9/22$ $=947.45\text{KN}$ $R= R_{mc120} * \delta=1203.26$	0	
	cas2	$R_{mc120}=182.13*3.05*18.95/22$ $=478.84\text{KN}$ $R= R_{mc120} * \delta=608.12$	$R_{mc120}=182.13*3.05*18.95/22$ $=478.84\text{KN}$ $R= R_{mc120} * \delta=608.12$	
D240	cas 1	$R_B=129.03*18.60*12.7/22$ $=1385.43\text{KN}$	0	
	cas2	$R_B=129.03*9.3*17.35/22$ $=946.34\text{KN}$	$R_B=129.03*9.3*17.35/22$ $=946.34\text{KN}$	
ST	Cas1	115.5KN	115.5KN	

Tableau IX-1.évaluation des réactions.

Tableaux de combinaison des charges

Tableau IX-2. Combinaison des réactions verticale.

A(L)	G+1.2(a(l)+st)	3561.959	KN
	1.35G+1.6(a(L)+st)	4781.683	KN
D240	G+D240	5781.23	KN
	1.35G+1.35D240	7804.66	KN
MC120	G+Mc120	5091.81	KN
	1.35G+1.5MC120	7054.433	KN

IX.4. EVALUATION DE L'EFFORT HORIZONTAL

Freinage du A(L): $H_{A(L)} = \frac{A*S}{20+0.0035*S} = \frac{12.58*161}{20+0.0035*161} = 98.49\text{KN}$

Freinage du Bc : $H_{bc} = 300\text{KN}$

Séisme: longitudinale $H_x = \frac{K_l}{K_T} \times F = 1630 \text{ KN}$.

Transversale $H_y = 1490 \text{ KN}$ (chapitre 'l'étude sismique').

Bras de levier $L = 1.5 + 3.5 + 1.20 + 0.25 = 6.45 \text{ m}$

Tableau IX-3.les efforts horizontaux du tablier

L'effort horizontal (KN)	Moment (KN.m)
$A(L)=\frac{98.49}{2}=49.24$	317.6
$Bc=\frac{300}{2}=150$	967.5
$H_x =4890$	31540.5
$H_y =4470$	28831.5

La charge de la pile

Poids du chevêtre : $12*2.5*1.2*25=900KN$

Poids des futs : $(3.5)*3*25*\frac{1.5^2*3.14}{4} = 463.64 KN$

Poids de la semelle : $13.20*6*1.5*25=2970 KN$

Poids des surcharges : $13.20*6*0.5*18=712.8 KN$

IX.5. ÉTUDE DU CHEVETRE

Ferraillage de chevêtre à la flexion et à la torsion (en cas d'une travée en charge et l'autre travée à vide).

Sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois fûts de diamètre 1.5 m

IX.5.1. Evaluation des sollicitations

On considère que les charges sont uniformément réparties

Les charges

ELU=650.38 KN/m

ELS =418.2 KN/m

NB: le chevêtre était encastre dans les futs et puis que on peut pas fait un encastrement linéaire dans l'élément barre on ajoute des appuis simple pour chaque fût.

M_{ELS} sur appui =-320.3KN.m sur travée = 204.8	M_{ELU} sur appui =-443.8KN.m Sur travée =283.7KN.m
-------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------

IX.5.1.1. Ferraillage de chevêtre a la flexion.

Section mi- travée

Armature longitudinale A_s	11.7	cm ² /ml	29.25	cm ²	on prend 10 HA 20 avec $A_s=31.42$ cm ²
Armature de construction $A_s/3$	3.9	cm ² /ml	9.75	cm ²	on prend 10 HA 12 avec $A_s=11.31$ cm ²

Section sur appui

Armature longitudinale A_s'	14.5	cm ² /ml	36.25	cm ²	on prend 10 HA 25 avec $A_s=49$ cm ²
Armature de construction $A_s'/3$	3.9	cm ² /ml	12.1	cm ²	on prend 10 HA 14 avec $A_s=15.39$ cm ²

Armature transversale

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{1.36}{2.5 \cdot 1.20 \cdot 0.9} = 0.50 \text{ MPa} < \tau_{adm} = \min[0.1 f_{c28} ; 4 \text{MPa}] = 2.7 \text{MPa} \text{ vérifier}$$

$$\frac{At1}{st} = \frac{(\tau_u - 0.3) \cdot \gamma_s \cdot b_0}{0.9 \cdot f_e} = 0.0031 \text{ avec } st = 15 \text{ cm} \Rightarrow At1 = 4.65 \text{ cm}^2$$

IX.5.2. Etude du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55 \text{ m}$.

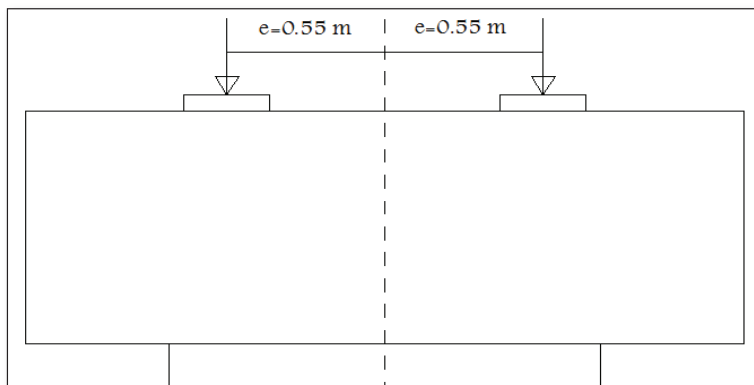


Figure IX-3.coupe schématique du chevêtre

IX.5.2.1. Evaluation des efforts

On opte les efforts calculés par robot de chaque réaction qui va provoquer une torsion.

NB : on prend le poids propre dans la phase de construction où il y a une travée construite avant l'autre.

Tableau IX-4.les réaction des chargement.

Réactions (KN)	e (m)	C(KN.m)	Cu(KN.m)	
G	220	0.55	121	163.35
D240	313	0.55	172.15	232.40
A(L)	142.7	0.55	78.485	125.56
ST	14.75	0.55	8.1125	12.97
BC	218	0.55	119.9	191.84
MC120	204	0.55	112.2	168.3

IX.5.2.2. Ferrailage de chevêtre a la torsion.

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée.

$$l_t = \min(b, x+h) = \min(2,5 ; 1,2+1,2) \quad (9.1)$$

$$l_t = 2,4$$

$$b_n = h/6 = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega = (2,5-0,2)(1,2-0,2) = 2,3 \text{ m}^2$$

La contrainte tangentielle

$$\tau_{bt} = \frac{C_{max}}{2\Omega e} = \frac{0,232}{2 \cdot 2,3 \cdot 0,55} = 0,091 \text{ MPa}$$

Tableau IX-5. Ferrailage du chevêtre a la torsion.

Armatures longitudinale	$\frac{C_{max} * U * \gamma_s}{2\Omega Fe}$	8.58 cm ²	On prend 6 HA14 A _s =9.24 cm ²	
Armatures transversale	$\frac{St * C_{max} * U * \gamma_s}{2\Omega fe}$	1.28cm ²	A _{t1} +A _{t2} =1.28+6.79 A _t =8.07 cm ²	on prend 3 cadre HA 14 avec A _s =9.24cm ²

IX.5.3. Vérification des contraintes

Justification du béton.

$$\tau_c + \tau_v \leq \tau_{uadm} \quad (9.2)$$

Avec

τ_c : contrainte de cisaillement due à la torsion.

τ_v contrainte de cisaillement due à la l'effort tranchant.

$$\tau_v = \frac{Vu}{b*d} = \frac{Vu}{2,5*1,08} = 0,50 \text{ MPa} \quad (9.3)$$

$$\tau_c = \frac{C_{max}}{2\Omega e} = 0,091 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 2,7 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_v + \tau_c = 0,591 \text{ MPa} < 2,7 \text{ MPa} \text{ vérifier}$$

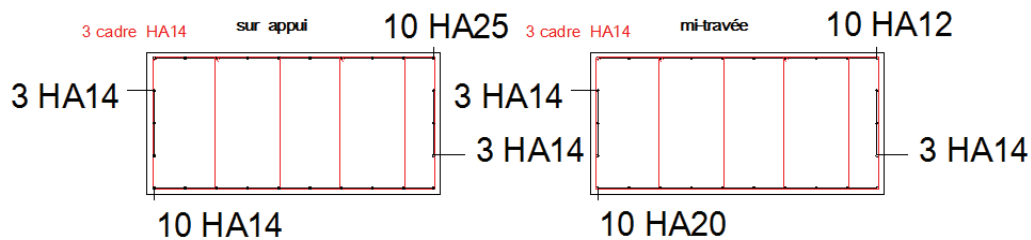


Figure IX-4. Ferrailage de chevêtre.

IX.7. FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES.

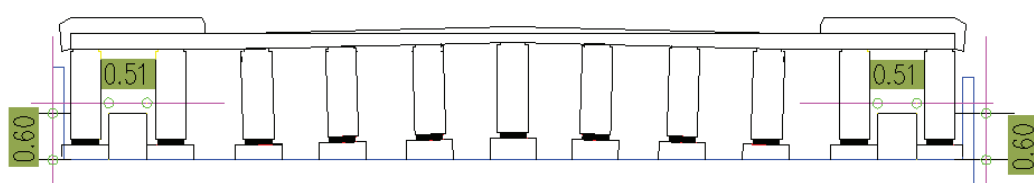


Figure IX.5.L'emplacement des plots parasismique et leur dimensions.

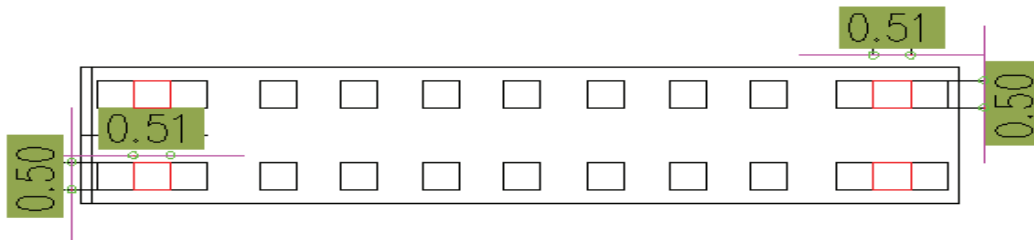


Figure IX-6. l'emplacement des plots parasismique vue en plan.

Les plots parasismiques se concentrant sur la force horizontale du séisme, le déplacement permis par celle-ci ne doit néanmoins pas être trop important ou jusqu'à la rupture de tablier donc on a choisi quatre blocs on béton arme de dimension

[0.50x0.50x0.60] ferrillée au cisaillement

$$F_{trans} = 1.49 \text{ MN}$$

$$F_{plot} = 372.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{0.3725}{0.5 \cdot 0.6 \cdot 0.9} = 1.37 \text{ MPa} < \tau_{adm} = \min[0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 2.7 \text{ MPa} \text{ vérifier}$$

$$\frac{At}{st} = \frac{(\tau_u - 0.3) \cdot \gamma_s \cdot b_0}{0.9 \cdot f_e} = 0.00136 \text{ m avec } st = 15 \text{ cm} \rightarrow At = 2.04 \text{ cm}^2$$

On prend un cadre HA12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

IX.8. ETUDE DES FUTS.

Vérification de flambent.

$$L_f = 0.5 \cdot 3.5 = 1.75 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m donc } \lambda = \frac{1.75}{0.3} = 4.66 \leq \max [50; \min (67e_0/D; 100)]$$

$$\rightarrow 4.66 \leq 50 \text{ pas de risque de flambement.}$$

IX.8.1. Evaluation des efforts

On prend en considération ces charges distribuées sur 3 futs chaque fut à une réaction identique :

- Le poids propre de (tablier, chevêtre et les futs).
- La charge verticale d'exploitation.
- L'action sismique sur pile sur les deux sens.

NB: dans le cas de la flexion composé avec compression on prend une marge de sécurité pour la verticalité des futs on suppose une excentricité e_0 qui va créer un moment parasite additionnel avec les moments des actions sismique.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l_f/250) = \max(2 \text{ cm}, 1.4) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \gamma) \quad (9.4)$$

$$e = e_a + e_2 = 2.15 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$A(L) + ST: R = (616.28 + 616.28 + 115.5) / 3 = 449.33 \text{ KN}$$

$$D240: R = (946.34 + 946.34) / 3 = 630.89 \text{ KN}$$

$$\text{Moment parasite: } M_p = N * e = 2381.624 * 0.0215 = 51.20 \text{ KN.m}$$

Tableau IX-6.évaluation des sollicitations sur un seul fut.

	v(KN)	h(KN)	mbras de levier	M (KN.m)
poids propre	1296.18			
poids de chevêtre	300			
A(L) +ST	449.33			
poids de fut	154.54			
d240	630.89			
séisme Longitudinal		1630	4.72	7701.75
séisme transversal		1490	4.72	7040.25
moment parasite			0.0215	51.20
moment total sens X				7752.95
moment total sens Y				7091.45
N	2381.62	KN		

Sollicité par (N=2381.62 KN; M_X =7752.95 KN.m; M_Y =7091.45KN.m)

On obtient par (robot expert) A_S =378.2 cm².

Armature transversale

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \text{ (RPA .Art 7.4.2.2)} \quad (9.5)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

$$\frac{At}{st} = \frac{3.75 * 1.63}{3.5 * 500} = 0.003 \text{ avec } st = 20 \text{ cm } At = 6.98 \text{ cm}^2$$

Tableau IX-7. Ferrailage des futs

Armature longitudinal	$A_s = 378.2 \text{ cm}^2$	48 HA32 avec $A_s = 386.04 \text{ cm}^2$	2 nappes 24HA 32 Avec $st = 15 \text{ cm}$
Armature transversale	2 cerceaux HA16 Intérieur extérieur	$St = 20 \text{ cm}$ avec $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$	

IX.9. LES FONDATIONS

IX.9.1.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par la L.M.T.P.B de ALGER, les fondations doit être profond voir la coupe géotechnique (fig1).

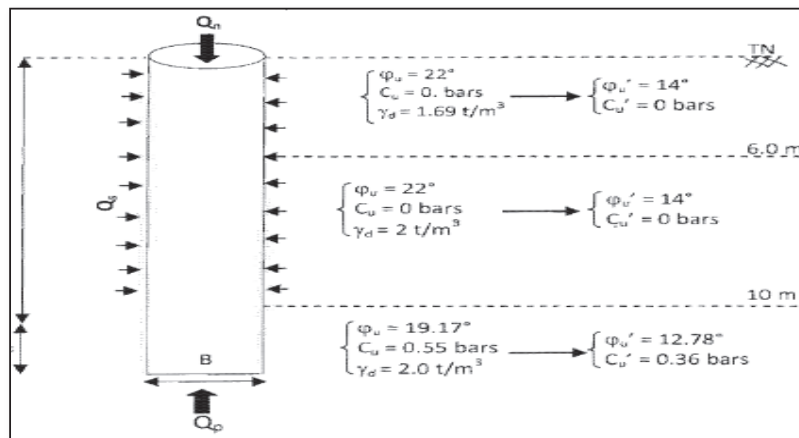


Figure IX.7.coupe géotechnique.

Pour cette partie d'étude des fondations de la pile, Les pieux forés ont un diamètre de 1,20 m. Leur longueur est calculée par cette formule :

$$D = 8 + 2.5\Phi \Rightarrow D = 11 \text{ m.}$$

IX.9.1.2. Le calcul de la capacité portante admissible du pieu

La charge limite Q_u d'un élément de fondation profonde (pieu) est obtenue par la formule suivante :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (9.6)$$

Avec :

- Q_{pu} : La charge limite de pointe du pieu.
- Q_{su} : La charge limite de frottement latéral égale à : $Q_{su} = P \times \sum q_{si} \times e_i$ (9.7)

Tels que :

- A : Aire de la section droite du pieu égale à : $A = 1,13 \text{ m}^2$
- P : Périmètre de la section droite du pieu égale à : $P = 3,77 \text{ m}$
- q_{pu} : Résistance limite à la pointe égale à : $q_{pu} = N_q \sum \gamma_i * L_i + 1.3CN_c + 0.3BN_\gamma$ (9.8)
- q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans la couche i.
- e_i : Epaisseur de la couche i.

$$Q_{pu} = 2131.2 \text{ KN}$$

$$Q_{su}=2990 \text{ KN}$$

Alors, $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 5121 \text{ KN}$

Donc, la charge limite d'un pieu égale à : 5121 KN

La formule avec laquelle on peut calculer la capacité portante admissible du pieu est :

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2} = 2205.54 \text{ KN}$$

La capacité portante admissible égale à : 2205.54 KN

IX.9.2. Calcul du nombre de pieux

Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$N = \frac{\text{La descente de charge maximale}}{\text{La portance d'un pieu}}$$

En prenant en considération le poids de la semelle ainsi que le poids des terres au-dessus de la semelle, La descente de charge maximale devient :

$$R_u' = 1,1 \times R_u = 1,1 \times 11195.75 \Rightarrow R_u' = 12315,325 \text{ KN.}$$

$$N = \frac{12315.32}{2205.54} = 5,59$$

On prend : $N = 8$ pieux.

IX.9.3. Calcul du nombre de files des pieux

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $e_p = 3\phi = 3,6 \text{ m}$ car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 2 files de 4 pieux.

IX.9.3.1. Vérification des distances entre axes des pieux

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution, la distance entre axe de pieux doit vérifier la condition suivante : $e_p > 0,75 \times 2 \phi$.

$$e_p = 3,6 \text{ m} > 1.8 \text{ m (Condition vérifiée).}$$

IX.9.3.2. L'effet du groupe des pieux

Puis que on utilise un espacement de 3ϕ il y a pas d'interaction entre les pieux voisin et par conséquent on compte la totalité de la capacité de pieux (100%)

IX.9.3.3. Pré dimensionnement de la semelle

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

▪ La largeur de la semelle

La largeur de la semelle est calculée à partir de cette inégalité :

$$A \geq 4 * \phi_p + 0.3 \quad (9.9)$$

Avec :

- ϕ_p : diamètre des pieux dans le sens longitudinal.
- a : Longueur de la pile.

$$D'où ; A \geq 4 * 1.2 + 0.3 = 5.1 \text{ m}$$

On retient : $A = 6 \text{ m}$.

- $B \geq \phi_p + 0.3$
- $B \geq 1.2 + 0.3 = 1.5 \text{ m}$
- **L'entraxe entre les pieux :**
 $e \geq 3 * \phi_p = 3 * 1.2 = 3.6 \text{ m}$
- **La longueur de la semelle**

En respectant le débord aux nus des pieux et l'écartement entre les pieux, on aura une longueur égale à : $L = 13,2 \text{ m}$.

- **La hauteur de la semelle**

En respectant la condition de non écrasement des bielles, la hauteur utile de la semelle est : $d \geq \frac{e}{2} - \frac{a}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.5}{4} = 1.425 \text{ m}$

On retient ; $d = 1,45 \text{ m}$.

Alors, la hauteur de la semelle est égale à : $h = d + 0.05 = 1.5 \text{ m}$.

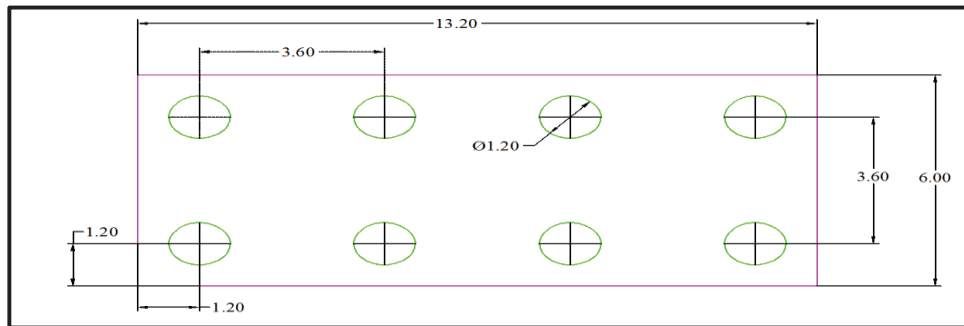


Figure IX.8. Vue en plan de la semelle.

IX.9.3.4. Evaluation de l'effort vertical

L'effort normal maximal résulte de la combinaison la plus défavorable de l'E.L.U et de l'E.L.S ;

$$N'u = N_u + 3 * M_q / e \quad (9.10)$$

On a l'effort maximal $N_u = 2381.62 \text{ KN}$.

Et $M_q = 7752.95 \text{ KN}$.

$$\text{Donc } N'u = 2381.62 + 3 * 7752.95 / 3.6 = 8842.41 \text{ KN}$$

IX.9.3.5. Ferrailage de la semelle

➤ Nappe inférieure

- **Ferrailage transversal**

Pour le ferrailage de la semelle, on utilise la méthode des bielles, et il se fera en flexion simple.

$$\sigma_{Su} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).} \quad (9.1)$$

$$A_s = \frac{N_{u \max}(2 * e - a)}{d * \sigma_{Su}} = \frac{10610 * (2 * 3.6 - 1.5)}{1.8 * 434.78 * 1000} = 0.0063 \text{ m}^2 = 63 \text{ cm}^2.$$

On prend : 8HA32 de section totale : $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$.

➤ **Nappe supérieure**

▪ **Ferraillage transversal**

Pour les armatures supérieures, on prendra une section égale à 1/10 de A_s .

$$A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = \frac{64.34}{10} = 6.434 \text{ cm}^2.$$

On prend: 8HA10

➤ **Les armatures de repartition :**

$$A_s \geq 10 * B = 15 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE X : ÉTUDE DE LA CULÉE

- INTRODUCTION
- ÉTUDE STATIQUE
- ÉTUDE DYNAMIQUE
- FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS



CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE.

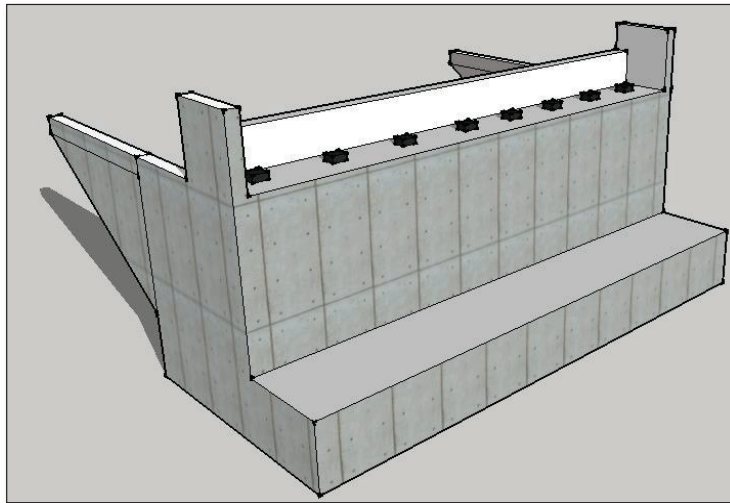


Figure X-1. schéma représentatif de la culée.

X.1. INTRODUCTION

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes qui sont :

- **La fonction mécanique**
 - Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
 - Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- **La fonction technique**
 - On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.
 - Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

X.1.1. Choix du type de la culée

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayées composées de mur de front d'épaisseur constante, de mur garde grève et de mur en retour pour soutenir les remblais d'accès à l'ouvrage.[11]

Aussi, les murs en retour sont prolongés par des murs de soutènement de forme U à hauteurs variables.

X.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE :

▪ **Mur de garde grève :**

La hauteur du mur de garde grève est : $H = h \text{ poutre} + h \text{ dalle} + h \text{ dé} + h \text{ appareil}$

$$H = 1.25 + 0.2 + 0.25 + 0.065$$

$$H = 1.76 \text{ m.}$$

L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.276 \text{ m})$ $e =$

$$0.30 \text{ m.}$$

La longueur du mur garde grève est :

$$l = l_{\text{tablier}} - 2 e_{\text{mur en retour}} \Rightarrow l = 12 - 2 \times 0,70 \Rightarrow l = 10.6 \text{ m.}$$

▪ **Murs en retour :**

Épaisseur du mur en retour $e = 0.70 \text{ m.}$

Longueur $L = 6.7 \text{ m.}$

La hauteur : $H = 5.27 \text{ m.}$

▪ **Mur de front**

La hauteur du mur frontal $h = 3.5 \text{ m.}$

L'épaisseur du mur frontal $e_{mf} = 1.6 \text{ m.}$

La largeur du mur frontal $l = 12 \text{ m.}$

▪ **Dalle de transition**

La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6H)].$$

H : étant la hauteur du remblai $H = 4.08 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6 \times 5.5)]. \Rightarrow L = \text{Min} [6 \text{ m}, 2.45 \text{ m}].$$

Soit : $L = 5 \text{ m.}$

La dalle de transition suit une pente de 10 %.

Son épaisseur est prise : $e = 0,35 \text{ m.}$

Sa largeur $l = 10.40 \text{ m.}$

Béton de propreté : $e = 10 \text{ cm environ.}$

▪ **Corbeau (arrière)**

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 80 cm, une petite base de 50 cm et une hauteur de 50 cm.

▪ **Semelle**

Épaisseur de la semelle 2 m.

Longueur de la semelle $L = 13.2 \text{ m.}$

Largeur de la semelle ; $B = 9.6 \text{ m.}$

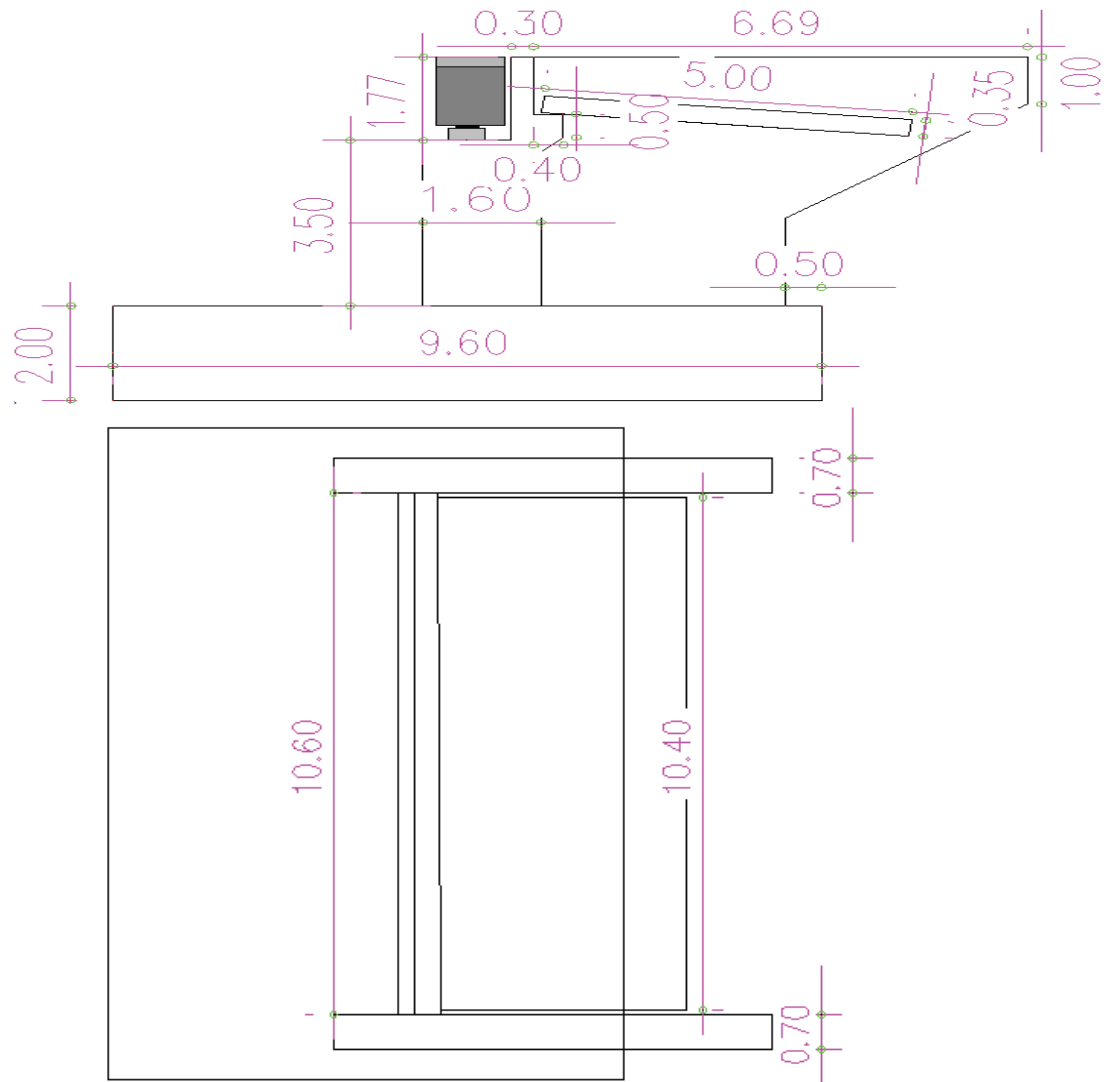


Figure X-2. Schéma représentatif des dimensions de culée

X.3. VERIFICATION STATIQUE DE LA STABILITE DE LA CULEE.

Après avoir terminé le pré-dimensionnement, passant maintenant à la vérification de la stabilité de la culée, qui sera vérifiée, dans les conditions normales et sismiques.

Pour le cas statique on vérifier que :

- $R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M_{xy}}{\sum y^2} < Q_{ad}$. (10.1)

- $R_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M_{xy}}{\sum y^2} > 0$ (10.2)

Tel que n = nombre de pieux = 12 pieux.

X.3.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée

- **Sollicitation verticales**
 - Poids propre de la culée.
 - Réaction d'appui du tablier dû à sa charge permanente.
 - Réaction d'appui sous les combinaisons de charge.
 - Poids des terres.
- **Sollicitations horizontales**
 - Effet du freinage.
 - Poussée des terres.

Tableau X-1.. Évaluation des sollicitations permanent.

Désignation	N (t)	H (t)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	204.05	/	0,861	6,17	175.68	/
Corbeau	0,000	/	0,000	0,000	0,000	/
Mur frontal	1680	/	0,2	3,75	336,000	/
Mur en retour	796.6	/	3,53	5.05	2811,98	/
Semelle	6528	/	0,000	1,000	0,000	/
DDT	454,125	/	3,5	6,020	1589,43	/
Poids des terres sur talon	4037,04	/	2,940	4,530	11868.89	/
Poussées des terres	/	1883,67	/	-2,42	/	-4564.78
<i>Poussées 1t/m²</i>	0,000	185.66	/	-4,63	0,000	-860,578

Un exemple comment calculer l'effort normal et moment dus au mur garde grève +corbeau :

- On utilise logiciel AUTO-CAD pour dimensionner la culée donc on opte les résultats suivants :

$$N = \gamma * s * l \quad (10.3)$$

Tel que S : surface de mur garde grève et corbeau =0.77 m².

Centre de gravité selon x =0.861m.

Centre de gravité selon Y =6.17 m.

Donc l'effort normal :

$$N = 25 * 0.77 * 10.6 = 204.05 \text{ KN.}$$

Et moment fléchissent :

$$M = N * I_{FV/o} = 204.05 * 0.861 = 175.68 \text{ KN.m.}$$

Tableau X-2.Évaluation des sollicitations exploitation.

Désignation	N (t)	H (t)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Tablier	1944,275	0,000	0,000	-8,670	0,000	/
Surcharge (Al)	1013,150	0,000	0,000	-8,670	0,000	/
Surcharge excpt (Bc)	946,560	0,000	0,000	-8,670	0,000	/
Surcharge Mc120	1203,26	0,000	0,000	-8,670	0,000	/
Surcharges excpt D240	1385,43	0,000	0,000	-8,670	0,000	/
St	115,5	0,000	0,000	-4,530	0,000	/
Freinage Al	/	49,240	/	-5,750	/	-283,130
Freinage Bc	/	150,000	/	-5,750	/	-862,500

X.3.2. Vérification à L'ELU :

On a $R_{max} = 2488.50 \text{ KN} < Q_{ad} = 2977 \text{ KN}$. \Rightarrow Pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} = 1187.27 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la semelle et l'arrachement des pieux.

▪ **Le poids permanent**

$P_p = 1.35 \cdot (\text{poids tablier} + \text{poids mur garde grève et corbeau} + \text{mur frontal} + \text{semelle} + \text{DDT} + \text{poids des terres sur talon}) = 1.35 \cdot (1944.27 + 204.05 + 1680 + 796.6 + 6528 + 454 + 4037) = 21119 \text{ KN}$

Tableau X-3.combinaison de charge à l'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R1	2ème file R2	3ème file R3
P.perm	21119.522	2542.964	-6162.450	22655.727	16493.277	1187.277	2332.643	1759.96013
P.perm+Q	21119.522	2821.469	-7453.318	22655.727	15202.410	1232.099	2287.822	1759.96013
P.perm+Al	22639.247	2616.824	-6587.145	22655.727	16068.582	1328.667	2444.541	1886.60388
P.perm+Bc	22539.362	2767.964	-7456.200	22655.727	15199.527	1350.519	2406.041	1878.28013
P.perm+Mc120	22743.923	2542.964	-6162.450	22655.727	16493.277	1322.644	2468.010	1895.32688
P.perm+D240	22989.852	2542.964	-6162.450	22655.727	16493.277	1343.138	2488.504	1915.821

X.3.3. Vérification à L'ELS :

On a $R_{max} = 1843.3 \text{ KN} < Q_{ad} = 2205.54 \text{ KN}$. \Rightarrow Pas de risque de poinçonnement.

Et $R_{min} = 879.4 \text{ KN} < 0$. \Rightarrow pas de risque de soulèvement de la semelle et l'arrachement des pieux.

Tableau X-4. Combinaison de charge à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R1	2ème file R2	3ème file r3
P.perm	15644.090	1883.677	-4564.778	16782.020	12217.242	879.464	1727.884	1303.67417
P.perm+Q	15644.090	2106.481	-5597.472	16782.020	11184.548	915.322	1692.027	1303.67417
P.perm+Al	16998.470	1942.765	-4904.534	16782.020	11877.486	1004.126	1828.952	1416.53917
P.perm+Bc	16918.562	2063.677	-5599.778	16782.020	11182.242	1021.608	1798.152	1409.88017
P.perm+Mc120	16847.350	1883.677	-4564.778	16782.020	12217.242	979.736	1828.156	1403.94583
P.perm+D240	17029.520	1883.677	-4564.778	16782.020	12217.242	994.917	1843.336	1419.12667

X.4. VERIFICATION DYNAMIQUE DE LA STABILITE DE LA CULEE.

La poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres.

Sous séisme, les forces de poussée ou de butée d'un sol sur un mur ou un écran peuvent être prises en compte sous la forme d'un chargement pseudo-statique en utilisant la méthode dite de *Mononobe-Okabe*. Cette méthode qui reste limitée aux remblais sans cohésion repose sur la méthode de Coulomb. Les Remblais sont soumis à des accélérations sismiques horizontale et verticale qui se cumulent à l'accélération de la pesanteur.

Tableau X-5. les coefficients dynamique.

γ(KN/m³)	Ka	Kh	Kv	Θ1(1+kv)	Θ1(1-kv)	Kad(1+Kv)	Kad(1-Kv)
20	0.33	=A=0.3	kv=0.3kh=0.09	15.38	18.24	0.543	0.603

Avec :

$K_h=A$ (coefficient de zone III).

$$tg\theta_{1,2} = \frac{K_h}{1 \pm kv} \quad \text{et} \quad K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right]^2} \quad (10.4)$$

X.4.1. Evaluation des charges Sismique des éléments de la culée.

L'action sismique influe sur tous les éléments de la culée et donne des (effort verticaux, horizontaux et des moments).

Tableau X-6..les sollicitations sous l'action sismique.

Désignation	N (kN)	H (kN)	I_{FV}/o (x/o)	$I_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
MGG	18.36	61.215		6.080	17.832	372.187
Corbeau	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mur frontal	151.20	504.000	0.200	3.750	30.240	1890.000
Mur en retour	71.69	238.980	3.590	4.940	257.381	1180.561
Semelle	587.52	1958.400	0.000	1.000	0.000	1958.400
DDT	40.87	136.238	3.208	9.960	131.115	1356.926

Poids des terres sur talon	363.33	1211.112	2.940	4.530	1068.201	5486.337
Somme	1232.98	4109.94	/	/	1504.77	12244.41

Un exemple comment calculer l'effort normal et verticale dus au mur garde grève +corbeau sous l'action séismique :

$$N = N_{stat} * k_v = 204.05 * 0.09 = 18.36 \text{ KN}, \quad H = N_{stat} * k_h = 204.05 * 0.3 = 61.21 \text{ KN}$$

X.4.2. Evaluation des charges sismiques due au poussée des terres.

Tableau X-7.évaluation des charges sismique des poussées des terres.

Désignation	N (kN)	H (kN)	l_{FV}/o (x/o)	$l_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Pad (1+k _v)	0.00	1629.45	0.000	3.75	0.000	6115.88
Pad (1-k _v)	0.00	1808.77	0.000	3.75	0.000	6788.91

$$H_{min} = \gamma \times l \times h^2 \times 0.5 \times K_{ad} = 20 \times 10.8 \times 5.27^2 \times 0.5 \times 0.54 = 1629.45 \text{ KN}$$

$$H_{max} = \gamma \times l \times h^2 \times 0.5 \times K_{ad} = 20 \times 10.8 \times 5.27^2 \times 0.5 \times 0.603 = 1808.77 \text{ KN}$$

Tableau X-8.combinaison des charges totale du culée.

	N _c (kN)	V _c (kN)	M _c (Kn.m)
CAS 1	0.000	5739.399	18360.297
CAS 2	0.000	5918.715	19033.330
CAS 3	1232.983	0.000	1504.769

Avec

Cas 1 : séisme horizontale min K_h=0.3, K_{ad}=0.54

Cas 1 : séisme horizontale min K_h=0.3, K_{ad}=0.604

Cas 1 : séisme horizontale min K_v=0.09, K_{ad}=0.54

$$\text{Cas1 : } N_c = 0$$

$$\text{Cas2 : } N_c = 0$$

$$V_c = 4109.94 + 1629.45 = 5739.399 \text{ KN}$$

$$V_c = 4109.94 + 1808.77 = 5918.715 \text{ KN}$$

$$M_c = 12244.41 + 6115.88 = 18360.297 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 12244.41 + 6788.91 = 19033.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Cas3 : } N_c = 1232.98 \text{ KN}$$

$$V_c = 0$$

$$M_c = 1504.77 \text{ KN.m}$$

X.4.3. Evaluation de l'action séismique due au tablier au droit de culée

$$F_v = 959 \text{ KN}, \quad F_h = 1710 \text{ KN}. \text{ (Voir chapitre *étude sismique*)}$$

Tableau X-9.évaluation de l'action sismique de tablier.

Désignation	N (kN)	H (kN)	$I_{FV}/o(x/o)$	$I_{FH}/(y/a,o)$	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Séisme de Tablier	959	1710	0.000	5.750	0.000	9832.5

Tableau X-10..évaluation des charge sismique totale

	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
CAS 1	0.000	5988.723	20827.352
CAS 2	0.000	6160.786	21423.018
CAS 3	1562.027	0.000	1504.769

X.4.4. combinaison des actions

$G_{MAX} - H + 0.3V$

$G_{MAX} + V - 0.3H$

$G_{MIN} - H - 0.3V$

$G_{MIN} - 0.3H - V$

Tableau X-11.tableau de combinaison

	N	V	M
P max - H + 0,3V	16291.071	4252.287	3529.258
P min - H - 0,3V	15486.607	4100.376	1837.490
P max + V - 0,3H	17154.159	60.263	17434.804
P min - V - 0,3H	14623.519	91.730	14107.482

$$R_{\max} = \frac{17154.15}{12} + \frac{17434.8 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times (-3.6^2)} = 2034.84 \text{ KN} < Q_{EL A} =$$

$$R_{\min} = \frac{14623.6}{12} - \frac{14107.48 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times (-3.6^2)} = 728.80 \text{ KN} > 0$$

X.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS.

X.5.1. MUR FRONTAL

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Force sismique.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Le mur en frontale est sollicité par une flexion composée et la fissuration est préjudiciable.

X.5.1.1. EVALUATION DES CHARGE SUR MUR FRONTALE

Tableau X-12.Évaluation des charges sur mur frontale

Désignation	$N (t)$	$H (t)$	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	213	/	0.66	4.17	140.58	/
Corbeau	0	/	0	0	0	/
Mur frontal	1680	/	/	1.75	/	/
Mur en retour	855.75	/	3.34	3.04	2858.20	/
DDT/2	227.06	/	3.31	4.04	751.57	/
Poids des terres sur talon	4037.04	/	2.68	2.52	10819.26	/
Poussées des terres	/	989.82	/	-1.75	/	-1735.50
tablier	1944,27	/	/	5.75	/	/
Surcharges excpt D240	1385,43	/	/	5.75	/	/
Freinage Bc	/	150,000	/	-5,75	/	-862,500
Séisme longitudinale		2730		-5.75		-15697.5

Tableau des combinaisons.

Tableau X-13. Tableau des combinaisons.

		N (KN)	M(KN.m)	N(KN)/ml	M(KN.m)/ml
ELA	G+E+0.2Q	9234.20	17605.5	769.51	1467.12
ELS	G+0.3E+0.3Q	9372.74	6703.5	781	558.62
ELU	G+E+0.6Q	9788.4	17950.5	815.66	1495.87

▪ **Armature principale.**

On obtient par robot expert ces résultats $A_s = 16 \text{ cm}^2$ on prend 5 HA25 avec $A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ et $st = 20 \text{ cm}$ (remblai)

▪ **Armature de construction.**

$A_s = A_s/3 = 8.18 \text{ cm}^2$ on prend 5 HA16 avec $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ et $st = 20 \text{ cm}$.

▪ **Armature transversal.**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{0.53}{1.6 \cdot 1.44} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\frac{At_1}{st} = \frac{(\tau_u - 0.3) \cdot \gamma_s \cdot b_0}{0.9 \cdot f_e} < 0 \Rightarrow At_{\min} = \frac{Al}{1.6} \cdot st \text{ avec } st = 20 \text{ cm } At_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte 1 cadre HA16

X.5.1.2. Ferrailage de mur en retour

Le mur en retour est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Forces verticales

- Réaction de la surcharge (charge de trottoir).
- Leur poids propre.

Forces horizontales

- Poussée des terres.

Le calcul des sollicitations à l'aide de logiciel robot (VOIR L'ANNEXE B)

On prend la moyenne

$$M_{xx} = -(171 + 19)/2 = 95 \text{ KN.m} \quad M_{yy} = -(171 + 57)/2 = 114 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; h = 0,7 \text{ m.}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Ferrailage verticale.

$A_{s1} = 6.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 4HA20 /ml. Pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ 20HA20 et un espacement $St = 25 \text{ cm}$ (coté remblai).

Ferrailage horizontale.

$A_{s2} = 6.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 4HA20 /ml. Pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ 20HA20 et un espacement $St = 25 \text{ cm}$ (coté remblai).

A_s' on prend 4HA10/ml (horizontale/vertical)

X.5.2. Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à trois forces :

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

Le mur garde grève est supposé encasté a la base.

X.5.2.1. Evaluation des efforts agissant sur le MGG

• Poussée des terres

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \frac{h}{3} \quad (10.5)$$

$$\text{avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot K_{ad} \cdot H^2 \cdot L \Rightarrow P = 10.22 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_p = 5.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pu} = 1,35 \times 5.99 \Rightarrow M_{pu} = 8.10 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 5.99 \text{ KN.m.}$$

• Moment due à la force de freinage

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h} \quad (10.6)$$

Avec :

μ : Coefficient de pondération $\begin{cases} \mu = 1,6 & \text{à L'ELU.} \\ \mu = 1,2 & \text{à L'ELS.} \end{cases}$

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 60 \times 1,76}{0,25 + 2 \times 1,76} \Rightarrow M_{fu} = 89,63 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 60 \times 1,76}{0,25 + 2 \times 1,76} \Rightarrow M_{fser} = 67,23 \text{ KN/ml.}$$

• **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.**

La sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

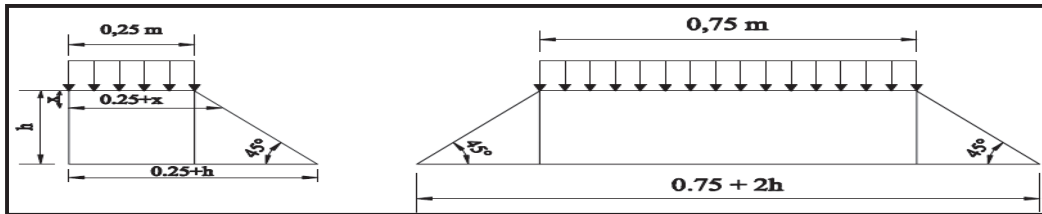


Figure X-3.les paramètres de la charge locale

$$M_p = \frac{120 \times K}{0,75 + 2 \times h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx. \quad (10.7)$$

Avec $K = K_{ad} \times bc \times \delta \times \mu$

$\delta = 1,16$ Coefficient de majoration dynamique.

$\mu =$ Coefficient de pondération $\begin{cases} \mu = 1,6 & \text{à L'ELU.} \\ \mu = 1,2 & \text{à L'ELS.} \end{cases}$

- $bc = 1,10$.
- $K_{ad} = 0,33$.
- $K_{ELS} = 0,33 \times 1,10 \times 1,16 \times 1,2 \Rightarrow K_{ELS} = 0,51$
- $K_{ELU} = 0,33 \times 1,10 \times 1,16 \times 1,6 \Rightarrow K_{ELU} = 0,67$

Le document S.E.T.R.A donné les différentes valeurs de M_p / K en fonction de h :

Tableau X-14. Valeurs de M_p/K (PP73)

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

Dans notre cas $h = 1,76 \text{ m.} \Rightarrow M_p / K = 6,78 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_p = 6,78 \times K$

$$\begin{cases} M_{pELS} = 67,8 \times 0,51 \Rightarrow M_{pELS} = 34,26 \text{ KN. m/ml.} \\ M_{pELU} = 67,8 \times 0,67 \Rightarrow M_{pELU} = 45,68 \text{ KN. m/ml.} \end{cases}$$

X.5.2.2. Combinaison des charges

Condition normale :

Tableau X-15. Combinaison des différentes charges

Charges	ELU	ELS
Poussée des terres	8.10	5.99
Force de freinage de Bc	89.63	67.23
Charge locale	45.68	34.26
Combinaison	143.41	107.48

X.5.2.3. Ferrailage du MGG

Le mur garde-grève travaille en flexion simple, la fissuration est préjudiciable.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $B = 1 \text{ m}$; $h = 0,4 \text{ m}$.

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

$A_s = 13.90 \text{ cm}^2$. Soit : 7HA16 /ml. Pour $A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 15 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

$A_s' = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_s' = 4.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA10/ml. Pour $A_s = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement

$St = 15 \text{ cm}$.

X.5.3. La dalle de transition

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

X.5.3.1. Evaluation des charges

Tableau X-16. évaluation des sollicitations de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	8.75	27.34375	21.875
Revêtement	1.92	6	4.8
Remblai	17.2	53.75	43
Surcharges	12	37.5	30

Remblais : $g_1 = 20 \times 0.86 \Rightarrow g_1 = 17,2 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle : $g_2 = 25 \times 0,35 \Rightarrow g_2 = 8.75 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement : $g_3 = 24 \times 0,08 \Rightarrow g_3 = 1,92 \text{ KN/m}^2$

Surcharge: $Q = 12 \text{ KN/m}^2$.

On prend $b=1 \text{ m}$.

X.5.3.2. Combinaison des efforts

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

- $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 173,83 \text{ KN.m/ml}$.
- $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 139,06 \text{ KN/ml}$.

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

- $M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 132.09 \text{ KN.m/ml}$.
- $T_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 105.68 \text{ KN/ml}$.

X.5.3.3. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$B = 1 \text{ m}$; $H = 0,35 \text{ m}$; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Dans le sens de la largeur (Armature principale)

$A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA20/ml .Pour $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement

$St = 14 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Dans le sens de longueur (Armature secondaire)

$A_s' = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_s' = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA12/ml. Pour $A_s = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement 14 cm .

X.5.4. Corbeau

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = 0,35 \times 5 \times 25 / 2 = 21,87 \text{ KN/ml}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = 0,61 \times 5 \times 18 / 2 = 27,45 \text{ KN/ml}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = 0,08 \times 5 \times 24 / 2 = 4,88 \text{ KN/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = 0,5 \times 0,4 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = 5 \times 12 / 2 = 30 \text{ KN/ml}$

X.5.4.1. Combinaison des réactions

$R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,5 R_5 \Rightarrow R_{ELU} = 124,92 \text{ KN/ml}$.

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 \Rightarrow R_{ELS} = 95,2 \text{ KN/ml}$.

X.5.4.2. Combinaison des moments

$M_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) \frac{l^2}{8} + 1,5 R_5 \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{ELU} = 3,89 \text{ KN.m /ml}$.

$M_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) \frac{l^2}{8} + 1,2 R_5 \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{ELS} = 2,97 \text{ KN.m /ml}$.

X.5.4.3. Ferrailage du corbeau

Le corbeau travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$B = 1 \text{ m}$; $H = 1 \text{ m}$; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Dans le sens de longueur (Armature principale).

$A_s = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 4 HA14/ml .Pour $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 25 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Dans le sens de la largeur (Armature secondaire)

Pour A_s' on prend 4 HA10 /ml avec $A_s' = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$. st 25 cm .

Conclusion général

En général, l'étude d'un pont requière la maîtrise des connaissances de base dans les différentes sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols et les procédés de la précontrainte.

La conception des ponts nous a conduits à découvrir le sens et le réflexe d'un ingénieur pour choisir la meilleure solution possible.

Ainsi, la consultation des références bibliographiques nous a donnés une idée comment récolter et développer des informations.

On peut dire qu'on peut entamer et entrer dans le monde professionnel des travaux publics, tout en étant persuadé que des difficultés nous attendent.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Calgaro, J.A., & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).
- [2]Thonier, H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2^{ème} édition, (France), (1992).
- [3]Mauries.E *.conception générale des ouvrages d'art* , (1986)
- [4]Belaoura Mebarek, *cours de béton armé*, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.
- [5]Abdelaziz Yazid, *béton précontraint cours et exercice*, université de Bechar 2015.
- [6]Document SETRA, *Ponts route a poutre préfabriqué précontrainte par adhérence*. Centre des techniques d'ouvrages d'art (France) (septembre 1996)
- [7]Document SETRA, *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension*, Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), (Février 1996).
- [8]Document RCPR, *règles définissant les charges a appliqué pour le calcul et les épreuves des ponts routiers CTTT*
- [9] Document RPOA, *règles parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art* CGS (2008)
- [10]Document SETRA, *ponts en zone sismique* (France), (Février 2012).
- [11]Document SETRA, *piles et palées appui des tabliers (pp73)* (France), (octobre 1958).

ANNEXE A

Méthode de Guyon Massonnet

mouadh bouaissa
[COMPANY NAME]

L'interpolation pour obtenir K

Pour $\theta = 0.70$

Théta=0.70	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau 1 : Tableau de K pour $\theta = 0.7$ et $\alpha = 0$.

Pour $\theta = 0.75$

Théta=0.75	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

Tableau 2 : Tableau de K pour $\theta = 0.75$ et $\alpha = 0$.

Par une interpolation entre le tableau de $\theta = 0.7$ et de $\theta = 0.75$ on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient K_0 pour $\theta = 0.735$ L'équation d'interpolation est donner par :

$$K_{0(0.735)} = \frac{(0.735-0.7)}{(0.75-0.7)} \times [(K_{0(0.75)} - K_{0(0.7)})] + K_{0(0.7)}$$

Pour $\theta = 0.735$

Théta=0.735	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,08172	0,49425	1,05982	1,54938	1,77831	1,54938	1,05982	0,49425	-0,08172
b/4	-0,41035	0,07401	0,57185	1,0845	1,54938	1,78334	1,58301	1,14937	0,65945
b/2	-0,50013	-0,17931	0,16517	0,57185	1,05982	1,58301	1,97612	2,04805	1,98893
3b/4	-0,48281	-0,34475	-0,17931	0,07401	0,49425	1,14937	2,04805	3,06649	3,9989
b	-0,43631	-0,48281	-0,50013	-0,41035	-0,08172	0,65945	1,98893	3,9989	6,54726

Tableau 3 : Tableau de K pour $\theta = 0.735$ et $\alpha = 0$.

Pour $\alpha = 1$.

Théta=0.70	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau 4 : Tableau de K pour $\theta = 0.7$ et $\alpha = 1$.

Théta=0.75	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Tableau 5 : Tableau de K pour $\theta = 0.75$ et $\alpha = 1$.

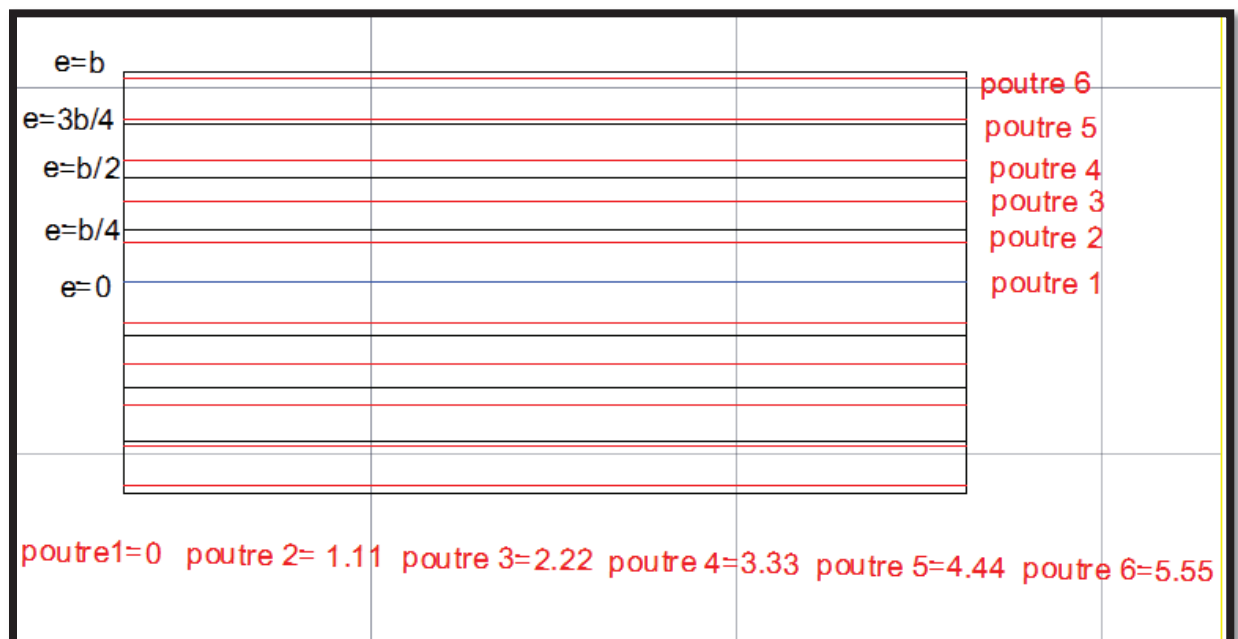
Par une interpolation entre le tableau de $\theta = 0.7$ et de $\theta = 0.75$ on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient K_1 pour $\theta = 0.735$ L'équation d'interpolation est donner par :

$$K_{1(0.735)} = \frac{(0.735-0.7)}{(0.75-0.7)} \times [(K_{1(0.75)} - K_{1(0.7)})] + K_{1(0.7)}$$

Théta=0.735	Alfa=1=> K1								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6793 2	0,8120 2	0,9885 2	1,1933 7	1,3140 7	1,1933 7	0,9885 2	0,8120 2	0,6793
b/4	0,4488 1	0,5614 5	0,7199 1	0,9395	1,1933 7	1,3669 6	1,3036 8	0,8585 5	1,0301 4
b/2	0,3036 8	0,3938 7	0,5243 1	0,7199 1	0,9885 2	1,3036 8	1,5542 1	1,5844 9	1,5397 8
3b/4	0,2146 1	0,287	0,3938 7	0,5614 5	0,8120 2	1,1585 5	1,5844 9	1,9913 3	2,234
b	0,1551	0,2146 1	0,3036 8	0,4488 1	0,6793	1,0301 4	1,5397 8	2,234	3,0841 9

Tableau 6: Tableau de K pour $\theta = 0.735$ et $\alpha = 1$.

Les position es poutres



On fait l'interpolation pour obtenir les valeurs des tableaux de K_0 et K_1 des poutres réelles

Pour K_0

Théta=0.735	Alfa=0=> K0							
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
poutre 1	-0,08172	0,49425	1,05982	1,54938	1,77831	1,54938	1,05982	0,49425
poutre 2	-0,32936379	0,1775722	0,692103299	1,1990631	1,605796558	1,72568387	1,45407723	0,90815456
poutre 3	-0,45818571	-0,0609615	0,355166719	0,8113548	1,288537404	1,676602118	1,792463046	1,60431693
poutre 4	-0,49464784	-0,2316754	0,056134591	0,4142728	0,8808048	1,445753513	1,998887409	2,302936379
poutre 5	-0,47868565	-0,3569953	-0,207765339	0,0310494	0,443163965	1,105916226	2,042806313	3,162282
poutre 6	-0,44277957	-0,4636017	-0,455494174	-0,3429608	-0,001585043	0,727612783	1,997155391	3,812282

Tableau 7 : Tableau de K_0 pour $\theta = 0.735$ des poutres réelles.

Pour K_1

Théta=0.735	Alfa=1=> K1							
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
poutre 1	0,6793	0,81202	0,98852	1,19337	1,31407	1,19337	0,98852	0,81202
poutre 2	0,505610998	0,62319943	0,7861051	1,002062668	1,2231148	1,324181202	1,2260133	0,842282
poutre 3	0,371483245	0,472161655	0,6156923	0,822500193	1,0842238	1,333243766	1,437165	1,242282
poutre 4	0,275487409	0,360043322	0,4830229	0,669753965	0,9326539	1,2577432	1,5637943	1,712282
poutre 5	0,209331722	0,280579322	0,3858705	0,551459322	0,8002483	1,147160591	1,5805244	2,012282
poutre 6	0,163379652	0,224681652	0,3162282	0,464481652	0,6977654	1,048005739	1,5460005	2,202282

Tableau 8 : Tableau de K_1 pour $\theta = 0.735$ des poutres réelles.

I.1.1. Etude du chargement :

Les surcharges roulantes seront limitées par les bordures et devons laisser des sur largeurs données par le RCPR.

- Le système A(L) chargera toute la largeur chargeable.

- Le système B_C sera représenté comme deux charges concentrées au milieu des roues, espacées de 2m, et seront positionnées au moins à 25cm depuis les bordures.
- Le système B_t lui aussi sera considéré comme deux charges concentrées espacées de 2m mais positionnées à 50cm au moins depuis les bordures.
- Le convoi Mc120 sera considéré comme deux charges partiellement réparties sur 1m, et seront éloignées d'au moins 0,50m des bordures.
- Le convoi D240 sera considéré comme une charge répartie sur une largeur de 3,2m et sera éloigné de 3.5m des bordures.

Nous placerons ainsi les systèmes un par un pour chaque cas de chargement, et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

Dans le cas des charges concentrées, la valeur sera directement lue sur le graphe. Pour le système B_C par exemple, on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les deux charges.

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$

Avec n nombre de charges.

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_{\alpha moy} = \frac{S}{l}$$

Avec S aire du graphe sous la largeur chargée, et *l* largeur chargée.

La surface S sera calculée par la méthode des trapèzes. Mais on peut aussi tracer la ligne d'influence par AUTOCAD et le logiciel calcule la surface facilement.

Les résultats relatifs aux six poutres sont détaillés dans les tableaux qui suivent :

I.1.1.1. . Système de charge A(L)

Cas 1 :une voie chargée

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K _{α moy}
P1	4,05	3,5	1,15714
P2	4,64	3,5	1,32571
P3	4,85	3,5	1,38571
P4	4,78	3,5	1,36571
P5	4,48	3,5	1,28
P6	4,11	3,5	1,17429

Cas 2 :deux voies chargées

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_{α} moy
P1	8,1	7	1,1571429
P2	8,07	7	1,1528571
P3	7,54	7	1,0771429
P4	6,74	7	0,9628571
P5	5,9	7	0,8428571
P6	5,04	7	0,72

I.1.1.2. Système de charge Bc :

Cas 1 : un camion disposé transversalement

poutre	K1	K2	K_{α} moy
P1	0,9314	1,2731	1,10225
P2	1,182	1,414	1,298
P3	1,524	1,372	1,448
P4	1,7073	1,2582	1,48275
P5	1,8426	1,0775	1,46005
P6	1,9067	1,6819	1,7943

- K1 pour position de l'essieu 1
- K2 pour position de l'essieu 2

Cas2 : deux camions disposée transversalement

poutre	K1	K2	K3	K4	K_{α} moy
P1	0,9314	1,2731	1,2694	1,2694	1,18583
P2	1,182	1,414	1,362	1,08	1,2595
P3	1,524	1,372	1,279	0,85	1,25625
P4	1,7073	1,2582	1,1235	0,642	1,18275
P5	1,8426	1,0775	0,9885	0,477	1,0964
P6	1,9067	1,6819	0,7528	0,303	1,1611

I.1.1.3. Système de charge Bt :

Cas 1 : un tandem disposé transversalement

poutre	K1	K2	K_{α} moy
P1	0,98	1,26	1,12
P2	1,2524	1,39142	1,32191
P3	1,47	1,37	1,42

P4	1,68	1,18	1,43
P5	1,74	1,01	1,375
P6	1,73	0,83	1,28

Cas2 : deux Tandems disposés transversalement

poutre	K1	K2	K3	K4	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	0,98	1,26	1,26	1,27	1,1925
P2	1,2524	1,39142	1,37	1,03	1,26096
P3	1,47	1,37	1,28	0,8	1,23
P4	1,68	1,18	1,05	0,59	1,125
P5	1,74	1,01	0,86	0,41	1,005
P6	1,73	0,83	0,68	0,25	0,8725

I.1.1.4. Système de charge MC120.

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	2,64	2	1,32
P2	2,4	2	1,2
P3	2,19	2	1,095
P4	1,91	2	0,955
P5	1,59	2	0,795
P6	1,3	2	0,65

I.1.1.5. système de charge D240

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	3,77	3,2	1,178125
P2	3,22	3,2	1,00625
P3	2,54	3,2	0,79375
P4	1,86	3,2	0,58125

I.1.1.6. système de charge St

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	2,24	3,5	0,64
P2	2,19	3,5	0,625714286
P3	2,69	3,5	0,768571429
P4	3,61	3,5	1,031428571

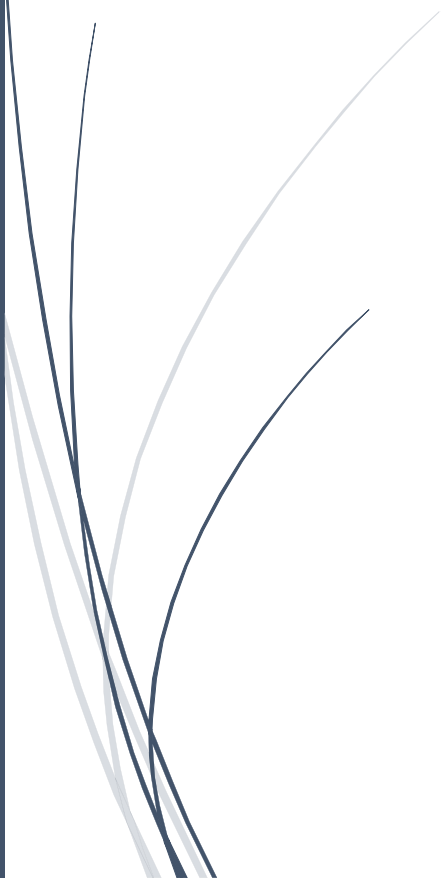
P5	1,36	3,2	0,425
P6	0,89	3,2	0,278125

P5	4,42	3,5	1,262857143
P6	5,45	3,5	1,557142857

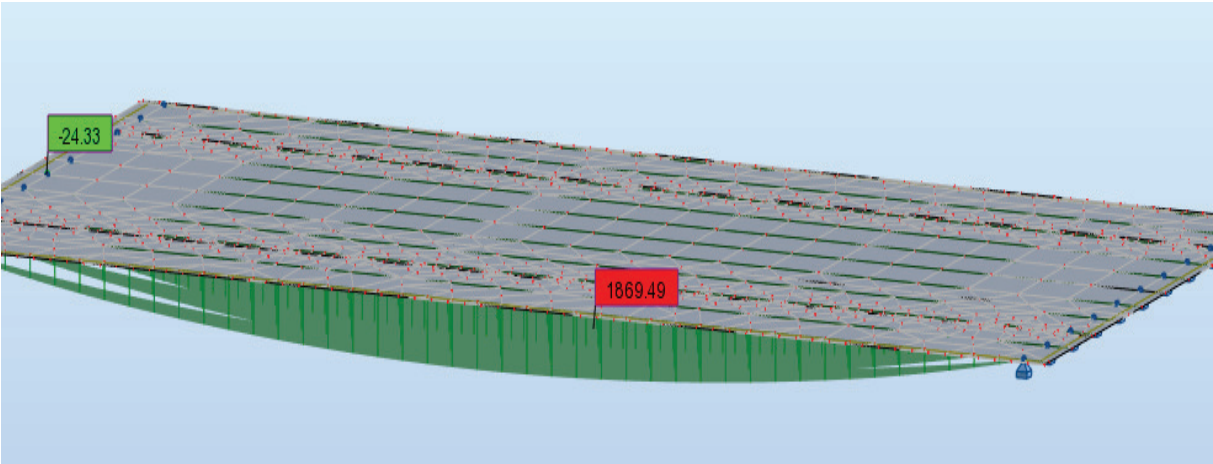
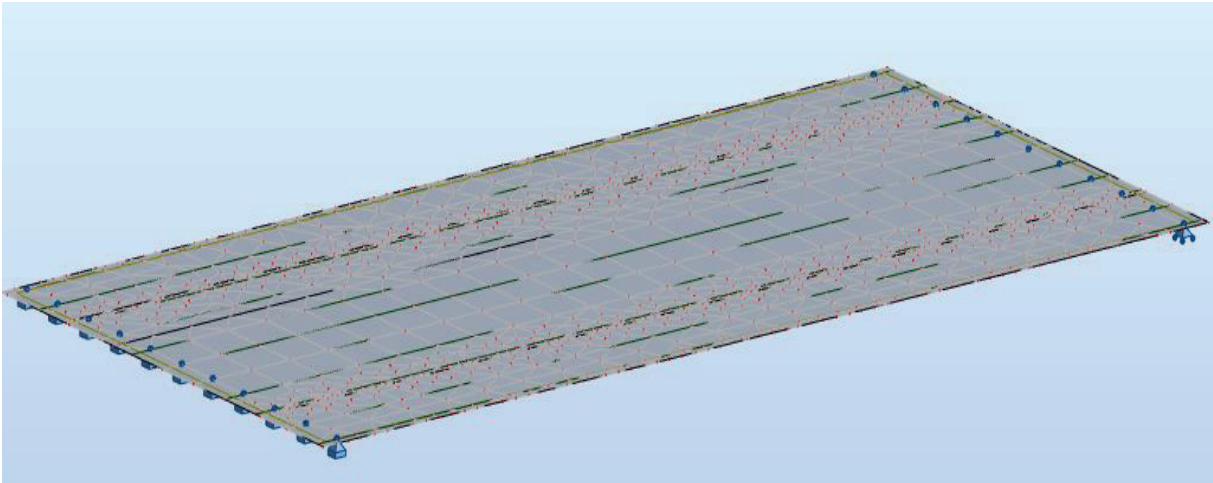
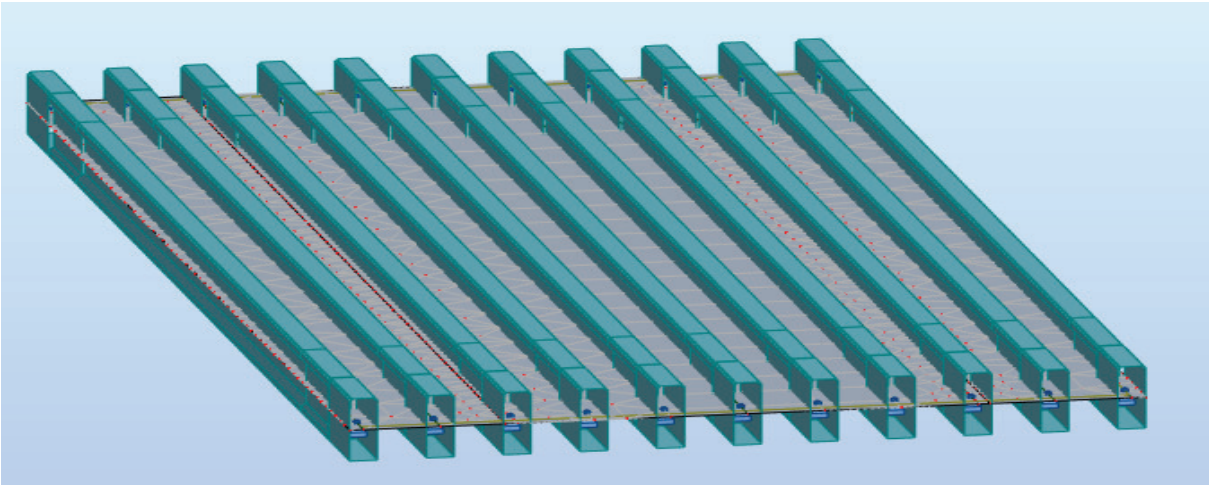


ANNEXE B

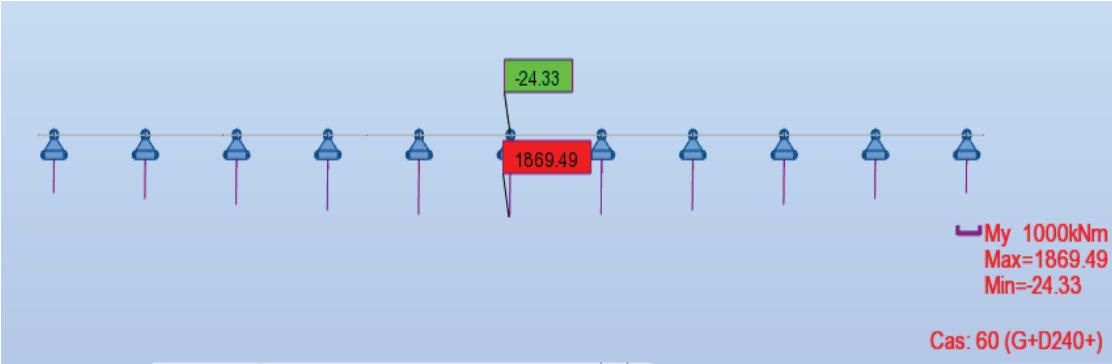
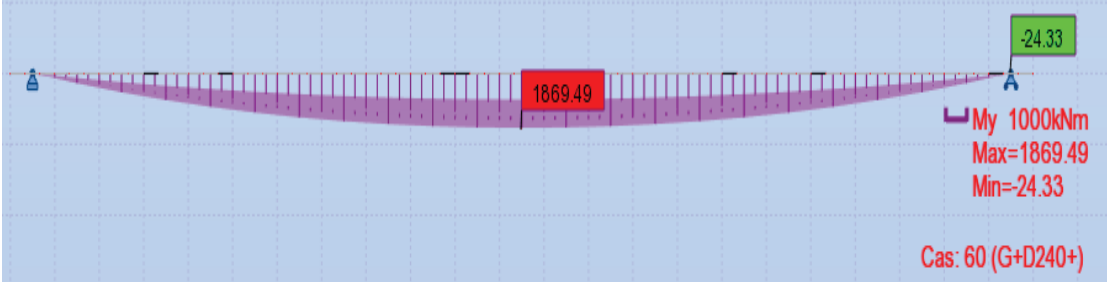
RÉSULTATS DE MODÉLISATION
RÉSULTATS DE MODÉLISATION



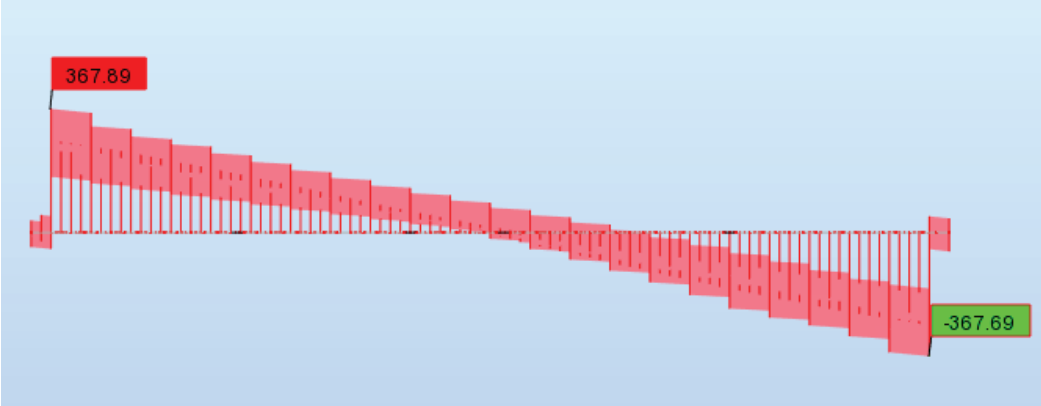
Modélisation d'un seul travée étude transversal.



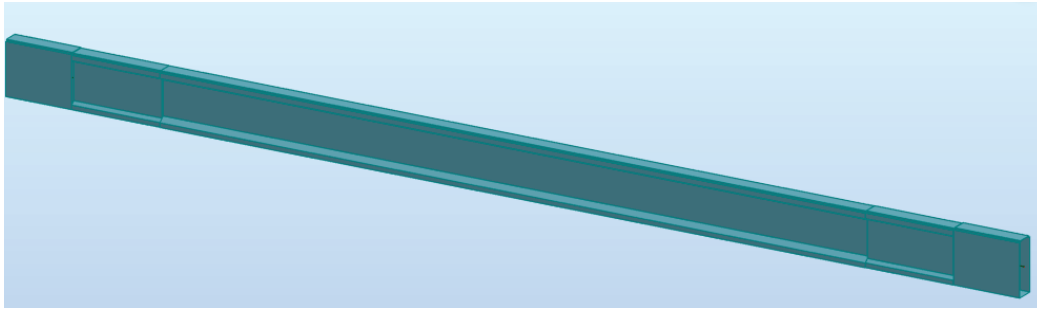
La poutre la plus sollicité



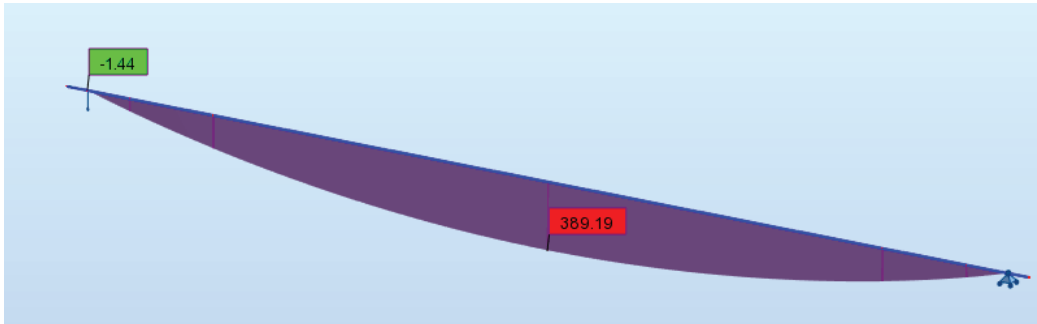
L'effort tranchant.



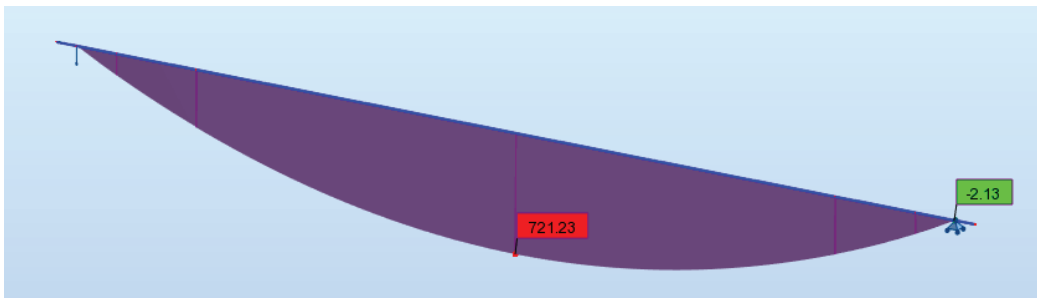
Le model d'une seul poutre



Le moment fléchissant sous le poids propre

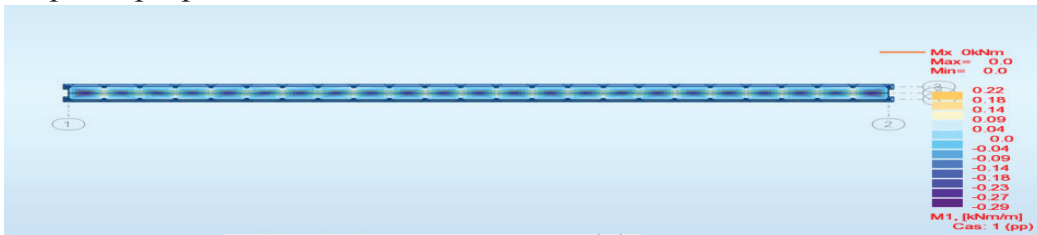


Le moment fléchissant sous le poids propre (poutre +dalle)

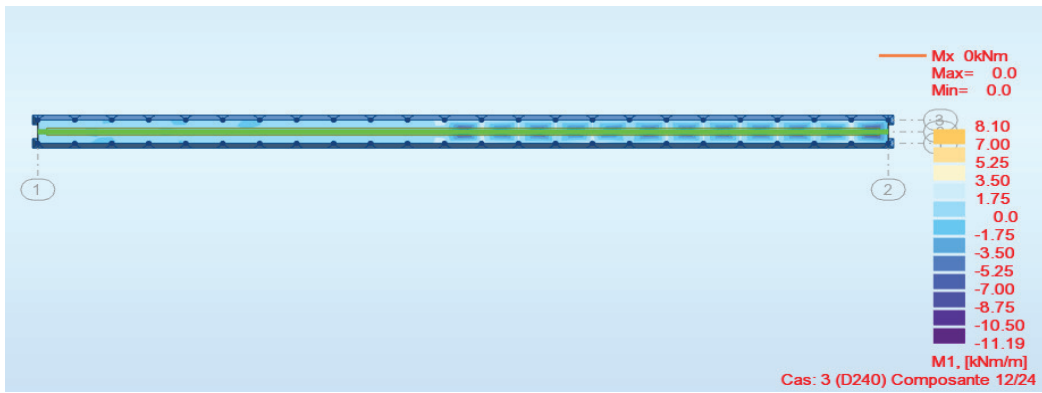


Le model d'une tranche suspendue de la dalle

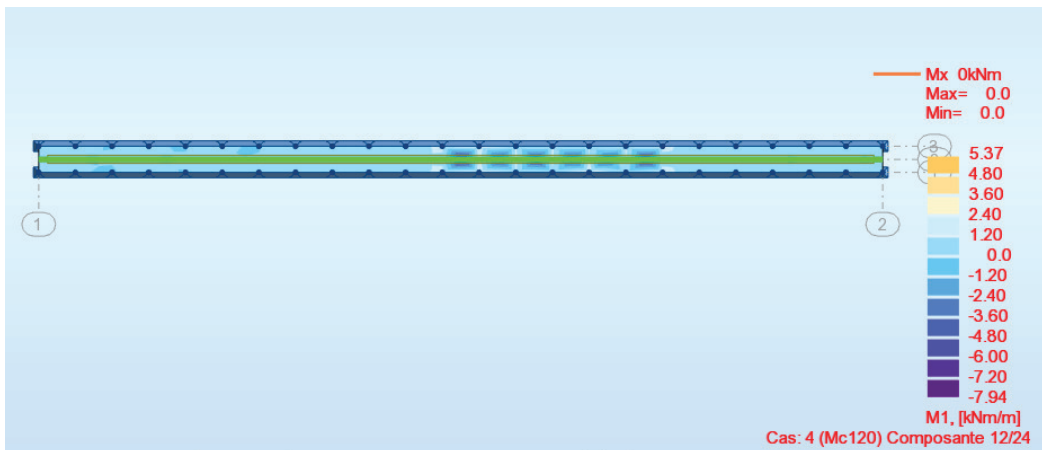
Le poids propre



La charge D240

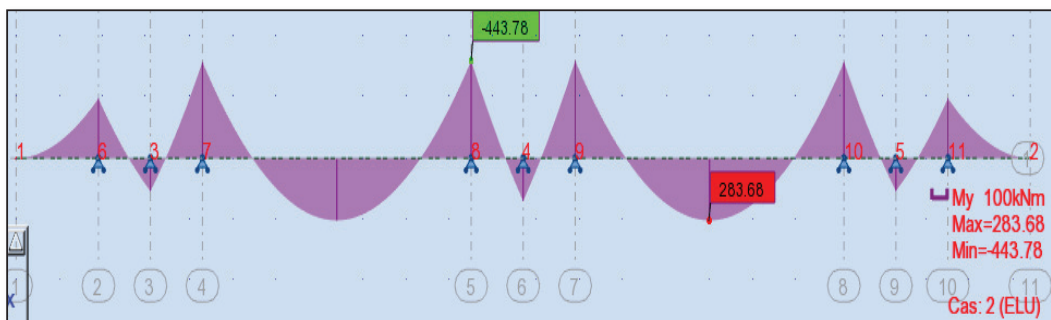


La charge MC120

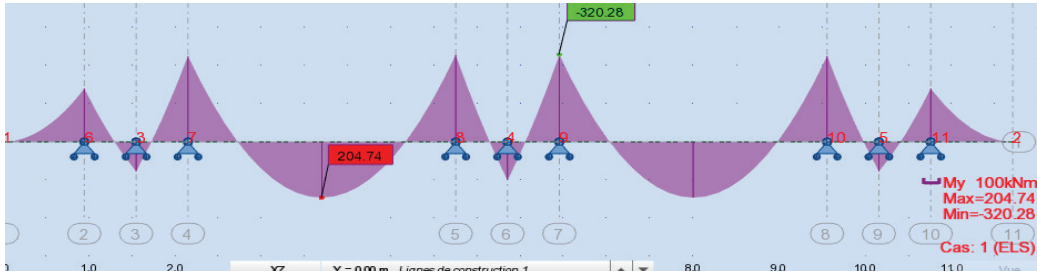


La modélisation de chevêtre

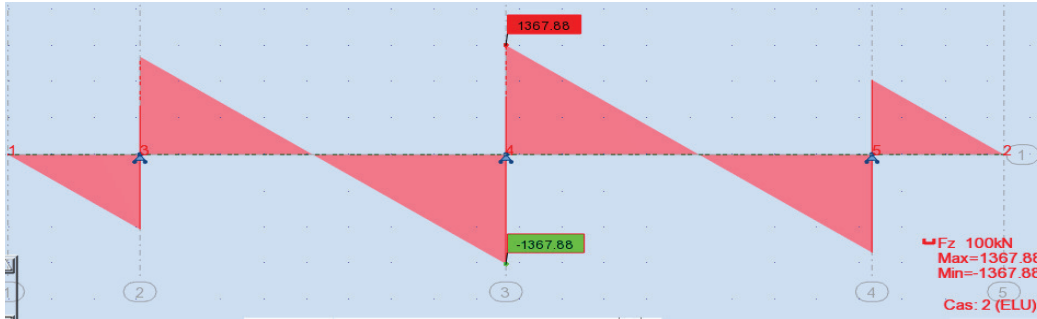
Moment fléchissant à la combinaison l'Etat Limite Ultime.



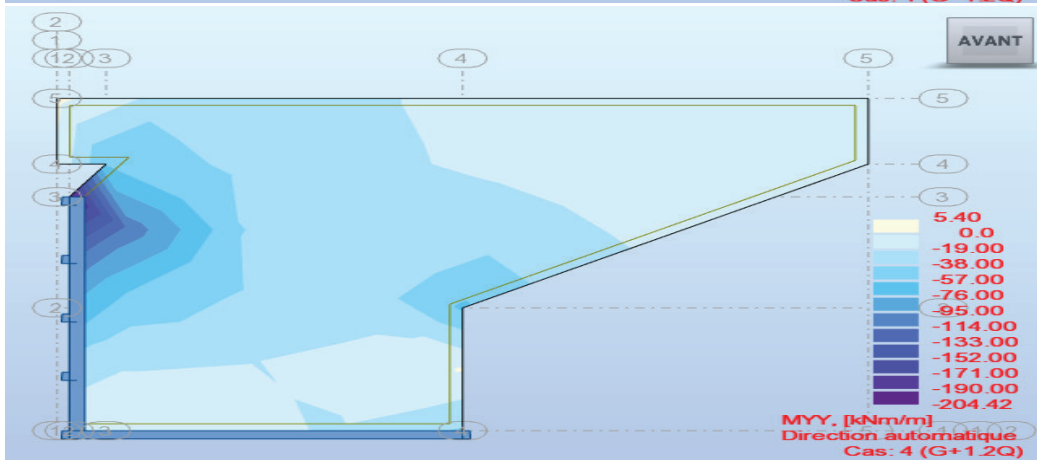
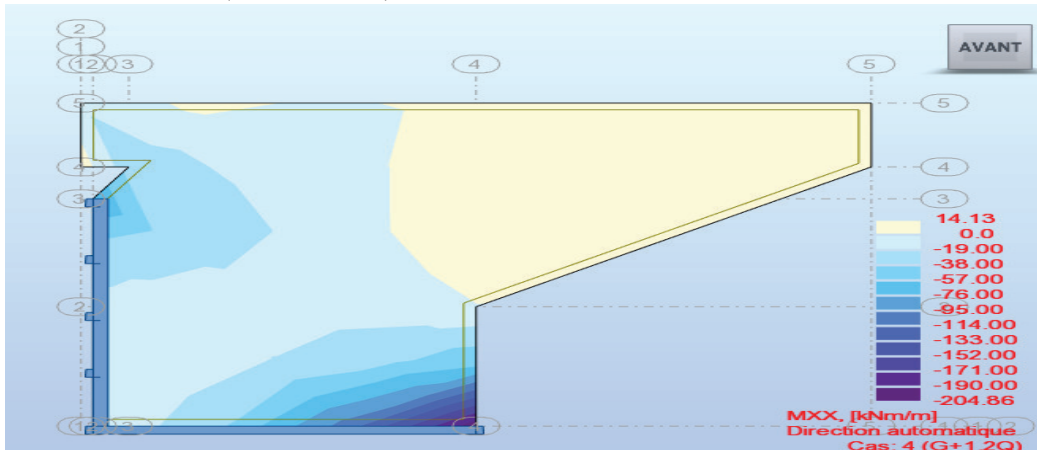
Moment fléchissant a la combinaison l'Etat Limite de service.



L'effort tranchant.



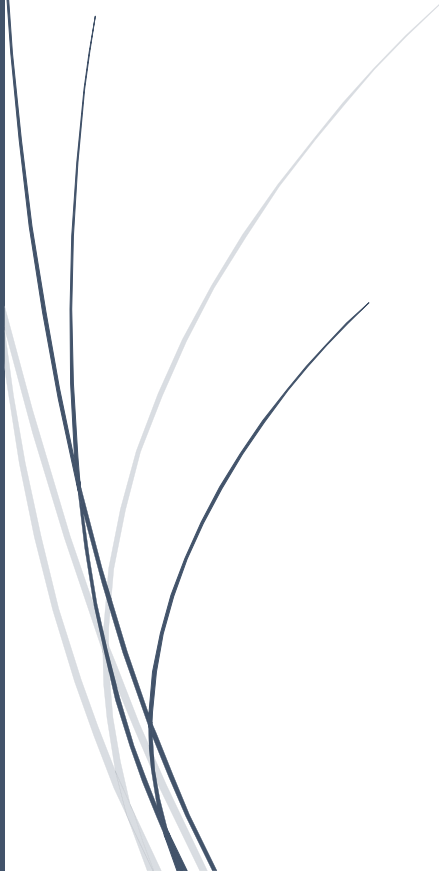
Le mur frontal (M_{XX} , M_{YY})





Annexe C

Ferrailage obtenue par robot
expert



Ferrailage de mur frontal

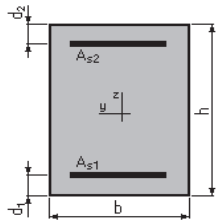
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 160.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	769.51	1944.25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.12$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 769.51 (kN) M = 1467.12 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 150.8$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.72$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage des futs

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

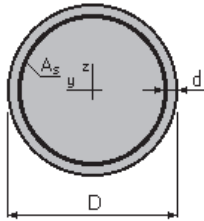
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	2381.62	7752.95	7091.45

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 356.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 35.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 883.6$ (cm²)

Théorique $\rho = 2.02$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 2381.62$ (kN) $M_y = 7752.95$ (kN*m) $M_z = 7091.45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 49.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 121.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6.78$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Ferrailage du chevêtre Calcul de Section en Flexion Simple

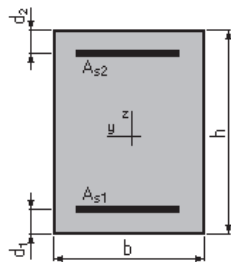
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)

$h = 120.0$ (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)	353.01	-700.33
Etat Limite de Service	262.81	-521.38
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 19.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 12.3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 353.01$ (kN*m) $M_{\min} = -700.33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.88 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 117.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 262.81$ (kN*m) $M_{\min} = -521.38$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.68
 Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 116.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 29.3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)