

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

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE
D'ART SUR OUED MOUZAIA AU PK 29+900
MEDEA

Présenté par :

AZIZI Abdallah

ELBERKANI Islam

Encadré par :

Dr: TAKI Mohamed

Promotion 2017 / 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*«Après aimer et aider, **remercier** est assurément le troisième plus beau Verbe dans toutes les langues.»*

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui nous a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans nos Études.

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Mr. **TAKI Mohamed**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadreur Mr : **BOUKENNA Zakaria**, et toutes les personnes de la **DTP Médéa** pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.*

Nos sincères remerciements vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P & E.P.S.T.T qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.

A vous aussi, Monsieur l'examineur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

{ بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ }

{ وَلَا تَقُولَنَّ لِشَيْءٍ إِنِّي فَاعِلٌ ذَلِكَ عَبْدًا (23) إِلَّا أَنْ يَشَاءَ اللَّهُ وَانْذُرْ رَبَّكَ إِذَا نَسِيتَ
وَقُلْ عَسَى أَنْ يَهْدِيَنَّ رَبِّي لِأَقْرَبٍ مِنْ هَذَا رَشَدًا (24) }

الحمد لله الذي تتمّ بنعمته الصالحات وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت وهو رب العرش العظيم.

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار... إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل اسمه بكل افتخار.. أرجو من الله أن يمد في عمرك لتري ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد... والدي العزيز.

إلى من شقيت لنسعد، إلى ملاكي فالحياة إلى معنى الحب والحنان إلى بسمّة الحياة وسر الوجود إلى من كان دعائها سرنجاحي ... أمي الغالية.

إلى أخي ورفيق دربي في هذه الحياة، إلى من أرى التفاؤل بعينه والسعادة في ضحكته... في نهاية مشواري هذا أريد أن أشكرك على مواقفك النبيلة... إلى من تطلع لنجاحي بنظرات الأمل... أخي خالد.

إلى أخواتي فاطمة، رحمة. و رؤية، وفقكم الله لكل ما يحب ويرضى.

إلى عائلتي الكبيرة جدي عبد القادر وجداتي فاطمة & فاطمة... إلى أعمامي وعماتي... إلى أخوالي وخالاتي شكرا لكم جميعا.

إلى الأخوة والأخوات، إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من معهم سعدت... إلى من كانوا معي على طريق النجاح والخير... إلى من عرفت كيف أجدهم و علموني أن لا أضيعهم... أصدقائي.

إلى كل من علمني ولو حرفا واحدا، إلى كل أساتذتي... شكرا.

بسببكم أنا هنا وأنا هذا وأنا ما أنا عليه الآن، أهدي إليكم هذا العمل المتواضع وعسى أن أرد جميلكم ولو بقليل.

عزيزي عبد الله

إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

والصلاة والسلام على اشرف المرسلين سيدنا محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء والمرسلين أما بعد
اهدي هذا العمل المتواضع..

إلى التي تعبت وربت وسهرت الليالي إلى أغلى شيء في الوجود

إلى أحب شخص في هذه الدنيا بعد الله ورسوله, إلى أمي الحبيبة.

التي فرحت دوما لنجاحي وسعادتي. أسأل الله أن يطيل عمرها لكي أرد جزءا من خيرها

إلى الذي جعل مني رجلا إلى الذي أفنى عمره من أجل راحتي ودراستي

إلى أبي الغالي.

إلى كل اخوتي وأقاربي

و إلى من شاركني عملي هذا وكان معي في كل خطوة خطوتها.

ولا أنسى الاساتذة والمعلمين من التعليم الابتدائي إلى غاية التخرج المعلم رشيد حنو, شرقي

بناصر شفاه الله, داهش مكي , بودكاني جمال, خفيف سيدي محمد ,بالعبد الوهاب, عفرة

عبد الحميد...

وإلى كل طلبة المدرسة الوطنية للأشغال العمومية واخص بالذكر دفعة سنة 2018

.....البركاني اسلام

مُلخَص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم و دراسة مفصلة لجسر مستقيم عابر لواد موزاية بمدينة المدية ابتداء من النقطة الكيلو مترية 29+900.

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. قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة، الى تقييم 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 بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد.

الكلمات المفتاحية: عارضة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont droit à une pente de 3.5% franchissant l'oued de Mouzaia-Médéa.

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, puis, on a passé à une conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on a les pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la première variante « Pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post 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 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 : poutre, appui, la précontrainte, étude, conception

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a straight bridge with a 3.5% slope crossing the wadi of Mouzaia-Médéa

We began our work with the presentation of the project, then we moved on to a general design, from which we proposed three different variants that were pre-sized to choose the most suitable variant, and we opted for the first variant "Prefabricated post-tensioned concrete girder bridge" for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the various loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, we discussed the chapter of the deck which has touched several aspects: the evaluation of longitudinal and transverse stresses, prestressing and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure (Pile and abutment).

The modeling is done using the Robot Structural software, and the drawings of the sections with AutoCAD software's.

Key words: beam, support, the preloading, study, design

LA LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Photo du site de l'ouvrage via Google Earth.	2
Figure I.2. Le tracé en plan de la voie portée.	3
Figure I.3. Le profil en long de l'ouvrage.	3
Figure I.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.	5
Figure I.5. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.	6
Figure I.7. Vue en élévation de la variante n°1.	9
Figure I.6. Détaille de la poutre de la variante n°1.	9
Figure I.8. Coupe transversale de la variante n°1.	9
Figure I.9. Vue en plan de la variante n°1.	9
Figure I.10. Coupe longitudinale de la variante n°1.	9
Figure I.11. Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise.	10
Figure I.12. Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS.	12
Figure I.13. Les paramètres géométriques.	12
Figure I.14. Les principaux types des connecteurs.	13
Figure I.15. Vue en élévation de la variante n°2.	14
Figure I.16. Coupe longitudinale de la variante n°2.	14
Figure I.17. Coupe transversale de la variante n°2.	14
Figure I.18. Détaille de PRS de la variante n°2.	14
Figure I.19. Coupe transversale de la variante n°3.	17
Figure I.20. Coupe longitudinale de la variante n°3.	17
Figure I.21. Vue en élévation de la variante n°3.	17
Figure II.1. Diagramme parabole-rectangle pour le calcul des contraintes du béton à l'ELU.	20
Figure II.2. Diagramme σ - ε idéalisé pour les aciers passifs.	21
Figure II.3. Système Bc.	25
Figure II.4. Système Br.	26
Figure II.5. Système bt.	26
Figure II.6. Convoi Mc120.	27
Figure II.7. Convoi type D240.	27
Figure IV.1. Diffusion de la précontrainte ligne de force.	43
Figure IV.2. Zone de concentration des contraintes.	43
Figure V.1. Modèle du tablier en 3D.	49
Figure V.2. Ferrailage de la dalle dans les sens X et Y.	50
Figure V.3. Schéma représentant l'entretoise d'appui pour un pont à poutre isostatique.	50
Figure V.4. Bossage pour vérinage et pour appareil d'appui.	51
Figure V.5. Schéma de vérinage dans le cas de 3 vérins avec nombre d'entretoise impaire.	51
Figure V.6. Schéma de vérinage dans le cas de 5 vérins.	51
Figure V.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	52
Figure V.8. Diagramme du moment fléchissant à ELS.	52
Figure V.9. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	52
Figure V.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	52

Figure V.11. La Section transversale de l'entretoise	53
Figure V.12. Les dimensions de l'appareil d'appui type B.	53
Figure VI.1. Coupe tansversale de pile du pont.	63
Figure VI.2. Coupe tansversale de pile du pont.	63
Figure VI.3. Détails de la culée.	71
Figure VI.4. Les paramètres de la charge locale.	76

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Paramètres du prédimensionnement du bipoutre à entretoise.....	11
Tableau I.2. Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.....	12
Tableau I.3. Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme.....	13
Tableau II.1. Contraintes admissibles à l'ELS.....	21
Tableau II.2. Résultats de calcul des CP.....	22
Tableau II.3. Résultats de calcul des CCP.....	22
Tableau II.4. Coefficients α_1	23
Tableau II.5. Coefficients α_2	23
Tableau II.6. Calcul de A (L) pour les différents cas possibles.....	24
Tableau II.7. Coefficients b_c	25
Tableau II.8. Résultats de calcul de système Bc	25
Tableau II.9. Résultats de calcul de système Br	26
Tableau II.10. Valeur de B_t en fonction de la classe du pont.....	26
Tableau II.11. Résultats de calcul de système Bt	26
Tableau II.12. Résultats de calcul de système MC120	27
Tableau II.13. Résultats de calcul de système D240	27
Tableau II.14. Gradient thermique.....	28
Tableau III.1. Les valeurs de la base du calcul.....	29
Tableau III.2. Numérotation des poutres et positions actives.....	30
Tableau III.3. Tableau des combinaisons aux états limites (ELS & ELU) en (KN.m).....	31
Tableau III.4. Tableau des combinaisons aux états limites (ELS & ELU) en (KN).....	32
Tableau IV.1. Caractéristiques des sections.....	33
Tableau IV.2. Caractéristiques de section.....	34
Tableau IV.3. Vérification des contraintes.....	35
Tableau IV.4. Positions et angles des différents câbles.....	35
Tableau IV.5. L'excentricité e_0 en fonction d'abscisse.....	36
Tableau IV.6. Vérification de l'angle de relevage.....	36
Tableau IV.7. Caractéristiques nettes.....	37
Tableau IV.8. Caractéristiques homogènes.....	37
Tableau IV.9. Les pertes de précontraintes.....	38
Tableau IV.10. Les vérifications des fuseaux de passage.....	38
Tableau IV.11. Les contraintes tangentielles.....	40
Tableau IV.12. Calcul des moments au (milieu, quart, l'appui).....	46
Tableau IV.13. Calcul du moment statique.....	46
Tableau V.1. Sollicitation de la dalle à l'ELS.....	49
Tableau V.2. Sollicitation de la dalle à l'ELU.....	49
Tableau V.3. Récapitulatif du ferrailage de l'entretoise.....	53
Tableau VI.1. Positionnement et hauteur des piles.....	58
Tableau VI.2. Positionnement et hauteur des futs.....	59
Tableau VI.3. Efforts verticaux sollicitants la pile.....	60
Tableau VI.4. Efforts horizontaux sollicitants la pile.....	60

Tableau VI.5. Caractéristiques Dynamiques.....	61
Tableau VI.6. Récapitulatif du calcul sismique.....	61
Tableau VI.7. Sollicitations maximales sous combinaisons de l'ELS et l'ELU.	62
Tableau VI.8. Les efforts sismiques maximaux de la combinaison la plus défavorable par fut.	62
Tableau VI.9. Sollicitations maximales sous combinaisons de l'ELS et l'ELU.	62
Tableau VI.10. Ferrailage du chevêtre longitudinal et la latérale.	64
Tableau VI.11. Ferrailage transversal du chevêtre.	64
Tableau VI.12. Section d'armatures longitudinales de fut.	65
Tableau VI.13. Efforts verticaux et horizontaux sollicitants la pile.....	66
Tableau VI.14. Les combinaison des efforts normale.	66
Tableau VI.15. Vérification des résistance au sol.	67
Tableau VI.16. Le ferrailage de la semelle.	68
Tableau VI.17. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU et l'ELS.....	68
Tableau VI.18. Implantation des culées.	69
Tableau VI.19. Dimensions de la culée.....	70
Tableau VI.20. Valeurs des paramètres K_H, K_V, θ, K_{ad}	72
Tableau VI.21. Le moment et l'effort total (cas normal)	72
Tableau VI.22. Vérification au renversement et au glissement de la culée (à vide).	73
Tableau VI.23. Les moments et les efforts globaux (Cas sismique - à vide).	73
Tableau VI.24. Vérification du tiers central (Cas sismique - à vide).	73
Tableau VI.25. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas sismique - à vide).....	74
Tableau VI.26. Le moment et l'effort total (cas normal - en service)	74
Tableau VI.27. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas normal - en service).	75
Tableau VI.28. Les moments et les efforts globaux (Cas sismique - en service).....	75
Tableau VI.29. Vérification du tiers central (Cas sismique - en service).	75
Tableau VI.30. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas sismique - en service). ..	75
Tableau VI.31. Combinaison des différentes charges.	77
Tableau VI.32. Tableau récapitulatif des efforts sur le mur en retour.....	78
Tableau VI.33. Ferrailage du mur en retour.	78
Tableau VI.34. Moments et efforts dans la dalle de transition.....	79
Tableau VI.35. Tableau récapitulatif des efforts sur le mur frontal.	80
Tableau VI.36. Combinaison des efforts sur le mur frontal.	80
Tableau VI.37. Ferrailage de la semelle de la culée.....	81

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET	2
I.3. RECUEIL DES DONNEES	2
I.3.1. Les données fonctionnelles	3
I.3.1.1. Données relatives à la voie portée.....	3
I.3.2. Les données naturelles.....	3
I.3.2.1. Les données géologiques	3
I.3.2.1. Les données géotechniques	4
I.3.2.2. Les données sismologiques.....	5
I.4. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	5
I.5. PROPOSITION DES VARIANTES.....	6
I.5.1. Variante N°01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par poste tension.	6
I.5.1.1. Conception générale.....	7
I.5.1.2. Avantages et inconvénients.....	8
I.5.2. Variante N°02 : Pont mixte bipoutre	10
I.5.2.1. Conception générale.....	10
I.5.2.2. Avantages et inconvénients.....	13
I.5.3. Variante N°03 : Pont dalle en béton précontraint.....	15
I.5.3.1. Conception générale.....	15
I.5.3.2. Avantages et inconvénients.....	16
I.6. CONCLUSION.....	16
CHAPITRE II. CHARGES ET SURCHARGES	19
II.1. INTRODUCTION	19
II.2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	19
II.2.1. Les règlements	19
II.2.2. Matériaux	19
II.2.2.1. Béton.....	19
II.2.2.2. Aciers.....	21
II.2.3. Modèles de calcul.....	21
II.2.4. Calcul des charges et surcharges.....	21
II.2.4.1. Les Caractéristiques du pont.....	21
II.2.4.2. Évaluation des charges et surcharges	22
II.2.4.3. Le coefficient de majoration dynamique	24
II.2.4.4. Autres surcharges.....	27
II.3. CONCLUSION	29
CHAPITRE III. ETUDE TRANSVERSALE	29
III.1. INTRODUCTION.....	29
III.2. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT	29
III.2.1. Le calcul des paramètres θ et α	29
III.2.1.1. Paramètre d'entretoisement θ	29
III.2.1.2. Paramètre de torsion α	29
III.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux.....	29
III.2.2.1. Disposition des poutres	29
III.2.2.2. Coefficient de répartition transversale K.....	30
III.3. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT	32

CHAPITRE IV. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	33
IV.1. INTRODUCTION	33
IV.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	33
IV.2.1.1. Détermination de l'effort de précontrainte	33
IV.2.1.2. Détermination du nombre de câbles.....	34
IV.2.1.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte	34
IV.2.1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about.....	34
IV.3. PHASE DE MISE EN TENSION DES CABLES D'ABOUT	35
IV.3.1.1. Vérification des contraintes.....	35
IV.3.1.2. Vérification des contraintes à long terme (en service).....	35
IV.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES.....	35
IV.4.1. Tracé des câbles.....	35
IV.4.1.1. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL.....	36
IV.4.1.2. Calcul les caractéristiques nettes et homogènes des sections.....	37
IV.5. EVALUATION DES PERTES DE TENSION	37
IV.6. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE.....	38
IV.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS	39
IV.7.1.1. Vérification des contraintes normales [1]	39
IV.7.1.2. Vérification des contraintes tangentielles	39
IV.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	40
IV.9. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINALE	41
IV.9.1. Armatures de peau.....	41
IV.9.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues.....	41
IV.10. ARMATURES TRANSVERSALES	42
IV.10.1.1. Cadre du talon	42
IV.10.1.2. Armatures de couture de la membrure supérieure.....	43
IV.11. ETUDE DE LA ZONE D'ANCRAGE A L'ABOUT	43
IV.11.1. Zone de surface.....	44
IV.11.2. Zone intermédiaire comprimée.....	44
IV.11.3. Zone d'éclatement	44
IV.11.3.1. Vérification des contraintes d'éclatement	44
IV.11.3.2. Ferrailage d'éclatement Ae	44
IV.12. CALCUL DES DEFORMATIONS	45
IV.12.1. Calcul des flèches et contre flèches.....	45
IV.12.1.1. Flèche due au poids propre	45
IV.12.1.2. Contre flèche de précontrainte	46
IV.12.1.3. Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240	46
IV.12.1.4. Flèche due à la Construction	47
IV.12.1.5. La flèche totale :	47
IV.12.2. Calcul des rotations	47
IV.12.2.1. Rotation sous le poids propre	47
IV.12.2.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte	47
IV.12.2.3. Rotation sous surcharge D240	47
IV.12.2.4. Rotation total :	48
CHAPITRE V. ETUDE DE L'HOUDIS	49
V.1. INTRODUCTION.....	49
V.1.1. Calcul des moments	49
V.1.2. Ferrailage de l'hourdis.....	49
V.2. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT	50
V.2.1. Diagrammes des efforts	52
V.2.2. Ferrailage de l'entretoise	53
V.3. EQUIPEMENT DU PONT.....	53

V.3.1. Définition.....	53
V.3.2. Appareils d'appuis.....	53
V.3.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui [6].....	54
V.3.2.2. Dimensionnement des frettes.....	54
V.3.2.3. Calcul des déplacements longitudinaux horizontaux.....	54
V.3.2.4. Vérification des appareils d'appui.....	55
V.3.3. Dés d'appuis [6].....	55
V.3.3.1. Dimensionnement.....	55
V.3.3.2. Ferrailage du dé d'appui.....	56
V.3.4. Joint de chaussée.....	56
V.3.4.1. Les actions à prendre en compte.....	56
V.3.4.2. Les charges d'exploitation.....	57
V.4. CONCLUSION.....	57
CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFASTRUCTURE.....	58
VI.1. INTRODUCTION.....	58
VI.2. LA PILE.....	58
VI.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile.....	58
VI.2.1.1. Choix de type de la pile.....	58
VI.2.1.2. Implantation des piles.....	58
VI.2.1.3. Pré-dimensionnement de la pile.....	58
VI.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement.....	59
VI.2.3. Evaluation des efforts de la pile.....	60
VI.2.4. Evaluation de l'effort sismique.....	60
VI.2.5. Combinaison d'actions.....	62
VI.3. FERRAILLAGE DE LA PILE.....	63
VI.3.1. Chevêtre.....	63
VI.3.1.1. Armature longitudinale.....	63
VI.3.1.2. Armature transversale.....	64
VI.3.2. Etude de futs.....	64
VI.3.2.1. Armature longitudinale.....	65
VI.3.2.2. Armature transversal.....	65
VI.3.3. Les fondations.....	66
VI.3.3.1. Choix du type de fondation.....	66
VI.3.3.2. Caractéristiques géométrique de la fondation.....	66
VI.3.3.3. Evaluation des efforts à la base de la semelle.....	66
VI.3.3.4. Ferrailage de la semelle [15].....	67
VI.4. CULEE.....	69
VI.4.1. Choix du type de la culée.....	69
VI.4.2. Implantation des culées.....	69
VI.4.3. Pré-dimensionnement de la culée.....	69
VI.4.4. Stabilité de la culée.....	71
VI.4.4.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée.....	71
VI.4.4.2. Stabilité de la culée à vide (culée + remblai + CP du tablier).....	72
VI.4.4.3. Stabilité de la culée en service (culée + remblai + charges et surcharges)......	74
VI.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE.....	76
VI.5.1. Le mur garde grève.....	76
VI.5.2. Le mur en retour.....	77
VI.5.3. La dalle de transition.....	78
VI.5.4. Corbeau.....	79
VI.5.5. Mur frontal.....	80
VI.5.1. Les fondations.....	80
VI.5.1.1. Choix du type de fondation.....	80

VI.5.1.2. Caractéristiques géométrique de la fondation	81
VI.5.1.3. Ferrailage de la semelle.....	81
VI.6. CONCLUSION.....	81
CONCLUSION GENERALE	83
BIBLIOGRAPHIE	84
ANNEXES A	83
ANNEXES B.....	87
ANNEXES C.....	93
ANNEXE D.....	95

INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2017/2018

INTRODUCTION GENERALE

Au temps où les moyens de communications modernes tel que le téléphone, la radio ou la télévision n'existaient pas, les ponts jouaient souvent le rôle privilégié de lien entre les villages, les régions ou les pays. Au point de vue économique, ils ont un rôle indéniable, assurant la circulation et la fluidité des personnes et des biens. Cette considération est souvent la première raison d'être le motif de construction d'un pont. Ils favorisent les échanges entre les gens et les cultures et se sont des éléments essentiels et vitaux pour les sociétés.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. La maîtrise des techniques de conception, des matériaux utilisés et de l'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un tel ouvrage nécessitent plusieurs données comme : le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc.

Une fois les données de l'ouvrage sont recueillies, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur cout et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le cout.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par "**CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART PK 29+900 SUR OUED MOUZAIA-MEDEA**".

Pour cette thèse de fin d'étude qui comprend six chapitres, elle va s'articuler sur trois parties :

1ère partie : Elle va être consacrée pour la présentation et la conception de l'ouvrage.

2ème partie : Cette partie va être réservée à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude du tablier.

3ème partie : Elle comporte l'étude de l'infrastructure.



CHAPITRE I

***PRESENTATION ET
CONCEPTION DE
L'OUVRAGE***



ENSTP 2017/2018

CHAPITRE I. PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

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.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

L'objet de notre travail consiste à concevoir et à étudier un pont qui rentre dans le cadre du projet de réhabilitation du **CW62** sur 18 km relie la **RN1** avec la commune de **Tamezguida** (W.de Médéa) franchissant oued Mouzaia.

Cet axe routier constitue la jonction entre Tamezguida et Ain roumana du côté de la wilaya de Blida, il suit un itinéraire accidenté, ce qui explique les rayons serrés et les pentes assez variable tout au long de la route.

Ce pont qui nous a été confié par la DTP de Médéa. Possède une brèche de 105 m de longueur, se trouve au PK 29+900

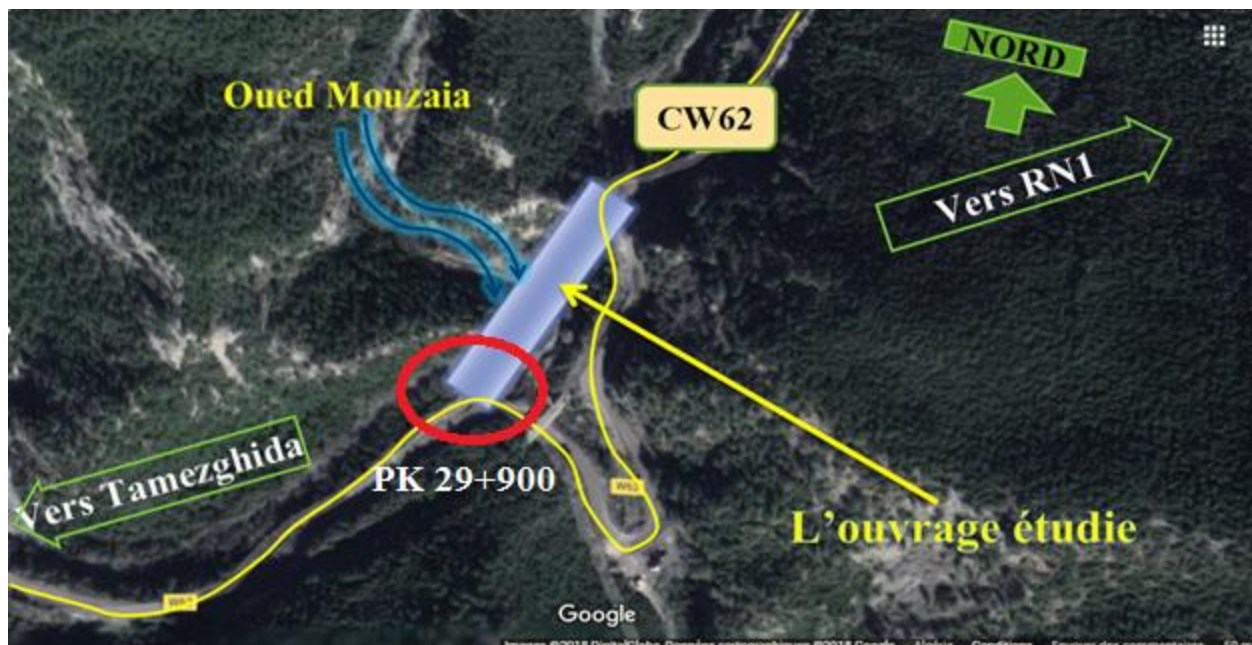


Figure I.1. Photo du site de l'ouvrage via Google Earth.

I.3. RECUEIL DES DONNEES

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

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.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 105 m.



Figure I.2. Le tracé en plan de la voie portée.

2. Le profil en long

Longitudinalement, le profil en long présente une pente d'une valeur de 3,5 %.

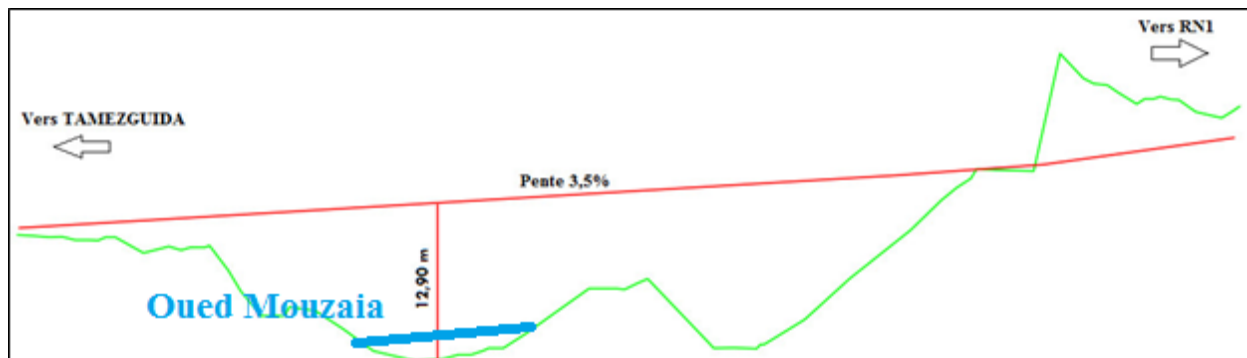


Figure I.3. Le profil en long de l'ouvrage.

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) : 1,5 m
- Dévers : 2,5 %
- Largeur totale du tablier : 10 m.

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Les données géologiques

D'après la carte géologique de la région de Médéa, le site d'étude TAMEZGUIDA et ses alentours immédiats sont constitués de terrains sédimentaires (**Voir Annexe A-1**)

Afin de reconnaître géologiquement le site, quatre (4) sondages carottés d'une profondeur de 15 m et huit (8) essais de pénétration dynamique.

I.3.2.1. Les données géotechniques

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

1. Les essais in situ

La campagne d'investigation in-situ a consisté en la réalisation de :

Quatre (04) sondages carottés d'une profondeur de 15.00m, dans le but de :

- Dévoiler la nature du sol en profondeur.
- Fixer le niveau d'appui des fondations.
- Effectuer des essais des laboratoires sur les échantillons prélevés.

Les résultats de l'essai sont donnés en **Annexe A-2**.

Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd, sont effectués dans le but de :

- Donner une idée globale sur la résistance du sol.
- Déterminer le degré d'homogénéité du sol.
- Fixer une plage de valeur de Rd en vue d'estimer le taux de travail admissible.

Les résultats de l'essai sont donnés dans le tableau suivant et dans l'**Annexe A-3** :

Sondage	Point kilométrique	Matériaux	
		Profondeur (m)	Description
SC 01	PK (30+0054)	0,00 - 1,20	Remblais
		1,20 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 02	PK (29+970)	0,00 – 0,50	Remblais
		0,50 – 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 03	PK (29+935)	0,00 – 1,50	Remblais
		1,50 – 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 04	PK (29+900)	0,00 – 2,50	Remblais
		2,50 – 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite et des passages fragiles

Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés au niveau des sondages carottés.

De ce fait les essais mécanique (les œdométriques et l'essai de cisaillement rectiligne) programmés vont être remplacés par des essais à la compression simple qui nous permettent de déterminer la résistance de la roche.

2. Analyses chimiques

Elles ont pour but de déterminer l'agressivité du sol vis-à-vis des fondations. Ces essais comportent :

- Teneur en carbonates.
- Teneur en chlorure.

- Le taux d'agressivité du sol vis-à-vis de sulfates.

❖ **Conclusion et recommandations**

Sur la base des données géologiques et des résultats géotechniques in-situ obtenus, on a conclu que le terrain projeté pour le futur projet : Ouvrage d'art sur oued Mouzaia PK29+900, au niveau d'évitement de TAMEZGHIDA, wilaya de Médéa est :

↳ **De point de vue géologique :**

Le coupes lithologiques des sondages réalisés ; met en évidence une couche superficielle de Remblais d'environ de (0.50 à 2.50m) d'épaisseur qui surmonte une formation rocheuse (marne calcaire de couleur grisâtre) qui devient de plus en plus compacte en profondeur (voir le plan d'implantation).

↳ **De point de vue hydrogéologique et hydrologique :**

La formation marneuse compacte d'un aspect rocheux imperméable rencontrée lors de notre investigation sur site, ne favorise pas l'infiltration des eaux superficielles -pluviales- ce qui implique une absence d'un réseau hydrogéologique, par contre le site est traversé un oued actif de Mouzaia (présence de ruissellement) qui coupe le site en deux zones, qui se dirige d'Est vers l'Ouest desservant probablement des mini bassins versants.

↳ **De point de vue fondation :**

Le sol est constitué globalement d'un remblai de 2.5 m reposant sur une marne calcaire.

La portance du sol atteint, en moyenne 8 bars à 4 m de profondeur.

Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations in-situ, on opte pour des fondations superficielles.

Cette conclusion est inscrit d'un léger rapport et pour cette raison qu'on a basé sur les résultats de PDL.

I.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.

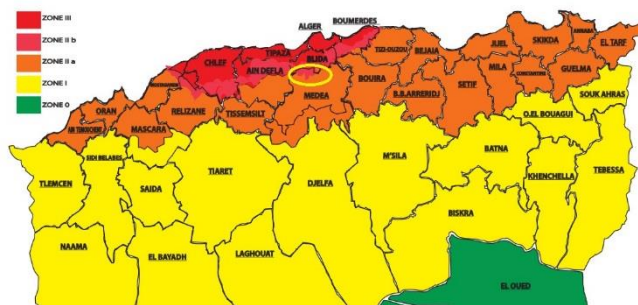


Figure I.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Médéa. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notre ouvrage est classé en zone **IIb** à sismicité élevée.

I.4. 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 géométrie (vue en plan) : droit, biais, courbe.
- Selon la voie portée : modeste, moyenne, grande.
- Selon l'importance de l'ouvrage (RPOA 2008) : 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.

I.5. PROPOSITION DES VARIANTES

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

- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par poste tension.
- Pont mixte (acier- béton) bipoutres.
- Pont dalle en béton précontraint.

I.5.1. Variante N°01 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par poste 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.

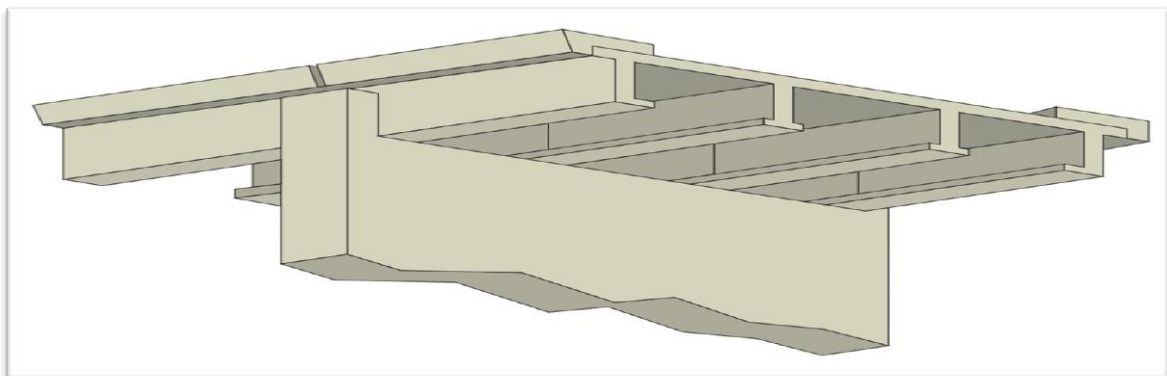


Figure I.5. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

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

I.5.1.1. Conception générale

1. Conception Longitudinale

➤ Distribution des portées

Après avoir recueilli toutes les données nécessaires du site, l'implantation des deux appuis d'extrémités (les culées) se fait de la façon suivante :

PK 29+900 pour la culée de gauche C1.

PK 30+005 pour la culée de droite C2.

Cette variante est constituée de trois (3) travées indépendantes (isostatiques), chacune possède une longueur de travée de 35 m ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 105,2m ; 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).

2. Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

- Hauteur de la poutre H_t

L'élanement usuel : $\frac{1}{20} \leq \frac{H_t}{L} \leq \frac{1}{17}$ (Pour un béton de $f_{C28} = 35$ MPa)

On a : $L = 35$ m $\Rightarrow 1.75 \leq H_t \leq 2.05 \Rightarrow H_t = 1,75$ m.

NB : H_t c'est la hauteur totale du tablier (Poutre (1,50 m) + Hourdis (0,25 m)).

- Entraxe des poutres λ

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

Pour notre cas : $\lambda = 1,4$ m

- Nombre des poutres N

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

$$\begin{cases} La : \text{l'entraxe des poutres de rive} \\ \lambda : \text{l'entraxe des poutres qui vaut} \end{cases} \Rightarrow N = \frac{8.40}{1.40} + 1 \Rightarrow N = 7 \text{ poutres.}$$

- La largeur de la table de compression b

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

$$b \geq 0,6 \times h_p \Rightarrow b \geq 0,6 \times 1,50 \Rightarrow b \geq 0,9 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

- 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

$$b_t = (l \times L^2) / (h_t^2 / K) \quad \text{Avec } 1100 < K < 1300 ; \text{ On prend } K = 1200 ;$$

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

$$b_t = (10 \times 35^2) / (1,75^2 \times 1200) \Rightarrow b_t = 3,33 \text{ m}$$

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

Alors : $L_T = b_t / N \Rightarrow L_t = 3.33/7 \Rightarrow L_t = 0,476 \text{ m}$
 $L_t = 50 \text{ cm}$.

- 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
 $20 \text{ cm} \geq b_0 \geq 22 \text{ cm}$ $b_0 = 25 \text{ cm}$
- Épaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire b_0
 $b_0 = 35 \text{ cm}$
- Épaisseur de l'âme dans la zone d'about b_0
 $b_0 = 50 \text{ cm}$
- **Gousset**
- **La table de compression**
 - À mi- travée : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 9^\circ$ $e_3 = 08 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$
 - À l'intermédiaire : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 9^\circ$ $e_3 = 13 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$
 - À l'appui : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_4 = 45^\circ$.
- **Talon**
 - À mi- travée : $e_6 = 16 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 52^\circ$.
 - À l'intermédiaire : $e_7 = 11 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 56^\circ$.

I.5.1.2. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages ;
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.
- Il est facile de rebuter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.
- La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation
- Ce type de pont est souvent très économique
- On peut aller jusqu'à 50 m de portée en précontrainte par post-tension.
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

2. Inconvénients

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

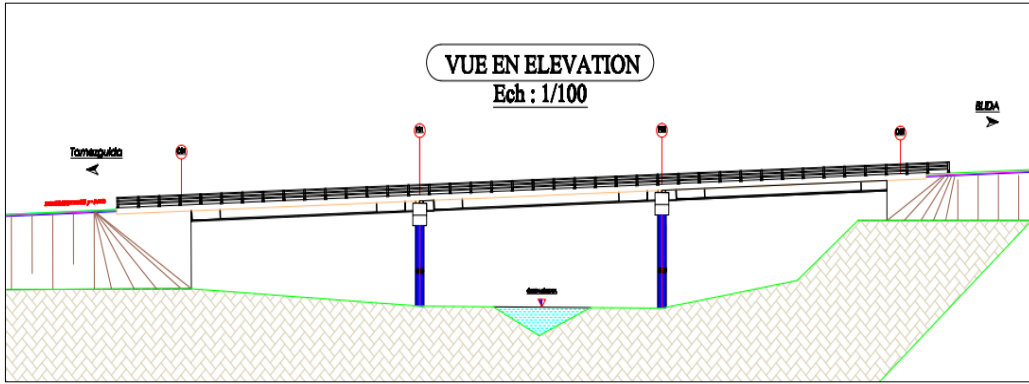


Figure I.7. Vue en élévation de la variante n°1.

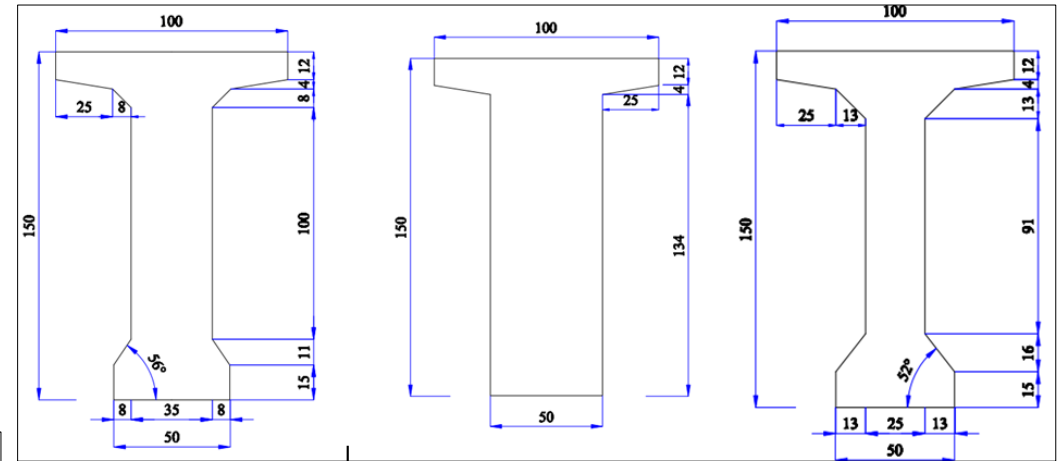


Figure I.6. Détail de la poutre de la variante n°1.

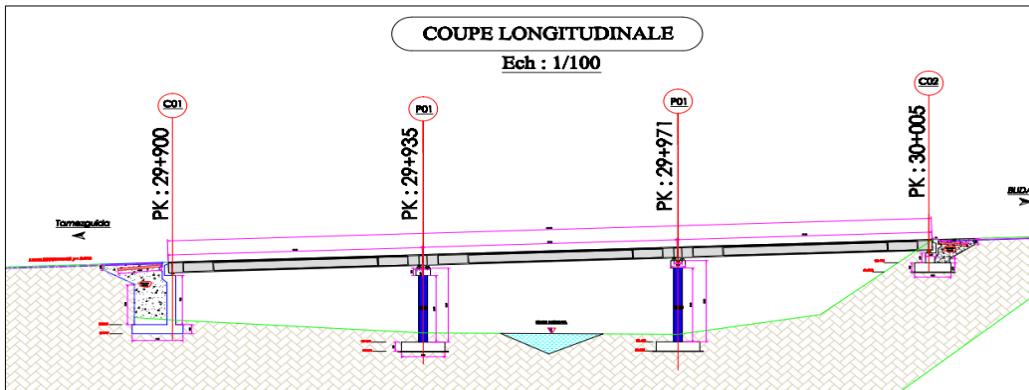


Figure I.9. Coupe longitudinale de la variante n°1.

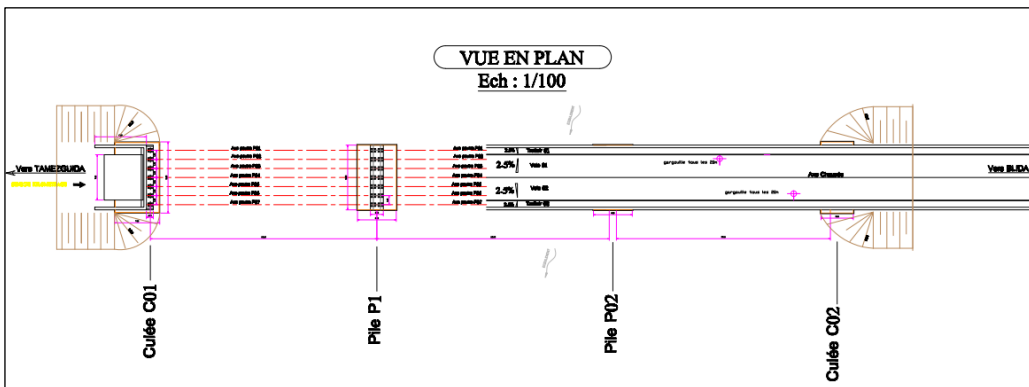


Figure I.10. Vue en plan de la variante n°1.

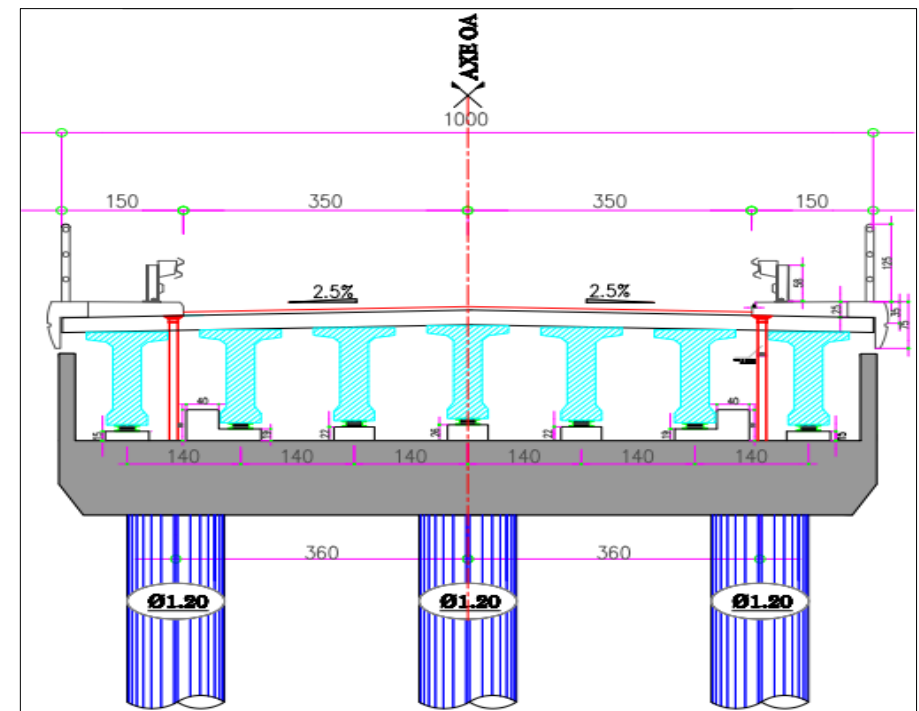


Figure I.8. Coupe transversale de la variante n°1.

I.5.2. Variante N°02 : Pont mixte bipoutre

Les ouvrages mixtes bipoutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural ; portée principale de 30 m à 130 m, avec un domaine courant de 40 à 90 m ; longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus d'un kilomètre ; largeur totale de 7 ou de 8 mètres à une vingtaine de mètres.

Selon le guide SETRA (pont mixte acier-béton/2009), on distingue deux grandes familles :

A. Ouvrages du type bipoutre à entretoises

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type "bipoutre à entretoises". Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en générale simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle.

Les entretoises sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en Té soudés sur les faces intérieures des âmes et des semelles et appelés montants.

Les entretoises courantes sont le plus souvent des profilés du commerce ; en acier S355K2+N, et parfois des profilés reconstitués soudés. Elles possèdent également un entraxe qui varie de 6 à 8m.

B. Ouvrages du type bipoutre à pièces de pont

Pour ces ouvrages, la charpente métallique comporte deux poutres principales reliées par des poutres secondaires, appelées pièces de pont, qui soutiennent la dalle et permettent de réduire son épaisseur. Plus complexes à exécuter que les bipoutres à entretoises, les bipoutres à pièces de pont sont généralement utilisés lorsque le poids de la dalle devient pénalisant pour la charpente c'est-à-dire soit lorsque la largeur du tablier dépasse 13 ou les 14 mètres, soit lorsque la portée maximale dépasse 90 m environ. Il arrive aussi qu'on adopte un ouvrage à pièces de pont de préférence à un ouvrage à entretoises pour des considérations purement esthétiques.

Cette seconde famille peut être scindée en deux sous-familles :

- Ouvrages du type bipoutre à pièces de pont avec consoles.
- Ouvrages du type bipoutre à pièces de pont sans consoles.

I.5.2.1. Conception générale

1. Implantation des appuis

Cette variante comporte deux travées indépendantes sur de longueur $L = 53$ m chacune, avec une largeur total de **10 m**. Voir les Figures I.15-16.

2. Pré-dimensionnement des poutres

Vu qu'on a une largeur de tablier égale à 10 mètres, alors on va utiliser le pré-dimensionnement des bipoutres à entretoises.

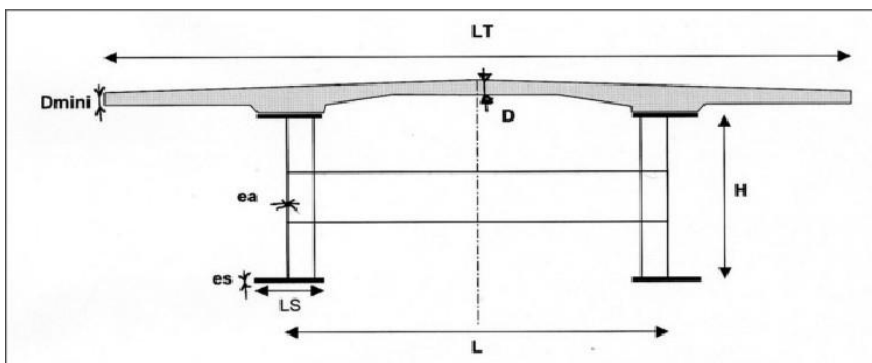


Figure I.11. Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise.

Le tableau suivant donne les éléments de pré dimensionnement pour la charpente et la dalle, suivant le guide SETRA (Pont mixte acier-béton/2009) :

Tableau I.1. Paramètres du prédimensionnement du bipoutre à entretoise.

Élément	Formule	Résultat
X	--	53 m
Hauteur de poutre (H)	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{X}{35} \right) = \text{Max}(1,74; 1,91)$	2,00 m
Entraxe des poutres	$L = 0,55 \times LT$ environ	5,50 m
Largeur des semelles inf	$B_{\text{inf}} = \left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right) = 0,91$	0,90 m
Largeur des semelles sup	$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0,100$	0,80 m
Entretoise courante	Profils IPE 500 à IPE 700	IPE 600
Entraxe des entretoises	L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m.	4,00 m
Tonnage de charpente	$63 + 0,9X^{1,2} \left(1,34 - \frac{LT}{40} \right) + 0,25 X$	191,27 Kg/m ³
Épaisseur de la dalle	$D_{\text{min}} = 0,13 + \left(\frac{LT-L}{126} \right)$ au droit du centre du tablier	0,17m
	$D = 0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier	0,23 m
Ratio de ferrailage	Environ 250 Kg/m ³	250 Kg/m ³
La dalle	(en général entre 24 et 40 cm).	25 cm

Dans ces relations, X est la longueur des travées courantes ou, en cas de travées inégales, longueur pondérée des deux plus grandes travées consécutives

$X = (2.l_i + l_{i+1})$ pour $l_i > l_{i+1}$ (Pour appliquer cette formule, les longueurs des travées de rive sont multipliées par 1,25) ou en cas de travée isostatique $X = 4,1.l$.

$$\text{Avec : } X = \frac{2 \times \text{Longueur de travée courante} + 1,25 \times \text{Longueur de travée de rive}}{3}$$

3. Pré-dimensionnement des autres sections

➤ Les semelles et l'âme

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour les aciers de limite élastique supérieure.

Pour les semelles inférieures, il est fortement souhaitable de limiter la variation d'épaisseur des tôles à +50% et -33%. Pour les semelles supérieures, tenues par la dalle, ces dispositions peuvent être assouplies à condition de disposer d'un ferrailage passif suffisant et de

maîtriser la fissuration. Le nombre de changements d'épaisseur de semelles est illustré dans la figure au-dessous.

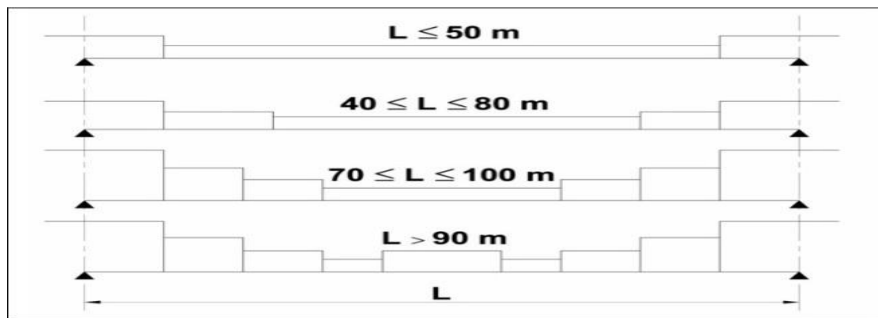


Figure I.12. Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS.

La travée de l'ouvrage est de 53 mètres, elle est comprise dans l'intervalle [40m, 80m], alors, on a trois (03) chargements d'épaisseur de la semelle, ce qui se signifie qu'on aura trois (3) changements de section.

Les aciers utilisés pour la construction de ce pont sont : S355 de qualité N. Cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile. Ce risque augmentant avec l'épaisseur de la pièce et la nuance de l'acier, la qualité dépend de ces deux paramètres.

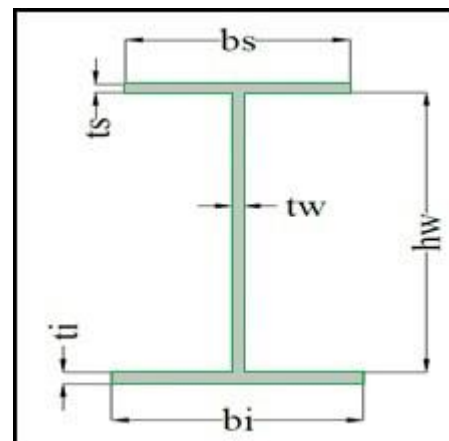


Figure I.13. Les paramètres géométriques.

Grâce à cette nuance d'acier S355, et sa qualité N, on peut déterminer l'épaisseur de chaque section suivant le tableau suivant :

Tableau I.2. Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.

Nuance	Épaisseur	Qualité
S355	$e \leq 30\text{mm}$	K2
S355	$30\text{mm} < e \leq 80\text{ mm}$	N ou M
S355	$80\text{ mm} < e \leq 150\text{ mm}$	NL ou ML
S460	$e \leq 50\text{ mm}$	M
S460	$50\text{ mm} < e \leq 120\text{ mm}$	ML

Sachant que la longueur de la travée est de 53 mètres, et d'après le tableau précédent, les épaisseurs des différentes sections sont comprises dans l'intervalle [30 mm ; 80 mm].

Les âmes d'un pont rectiligne sont des tôles planes. Si le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles. L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm et l'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 30 à 35 mm. Les variations d'épaisseur des âmes sont comprises en général entre 2 et 5 mm.

Le tableau suivant résume tous les paramètres géométriques de la poutre principale (en mm) :

Tableau I.3. Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme.

La section	Semelle supérieure (mm)		Semelle inférieure (mm)		Âme (mm)	
	Épaisseur t_s	Largeur b_s	Épaisseur t_i	Largeur b_i	Épaisseur t_w	Hauteur h_w
S1	45	800	50	900	27	1905
S2	40	800	45	900	25	1915
S3	35	800	40	900	23	1925

➤ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion entre la charpente métallique et la dalle en béton était le plus souvent assurée par des tronçons de cornières ou des goujons à tête. On utilisait aussi parfois des connecteurs en arceaux.

Les semelles supérieures des poutres reçoivent généralement sur leur face supérieure des goujons. Ces derniers permettent de bloquer les déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

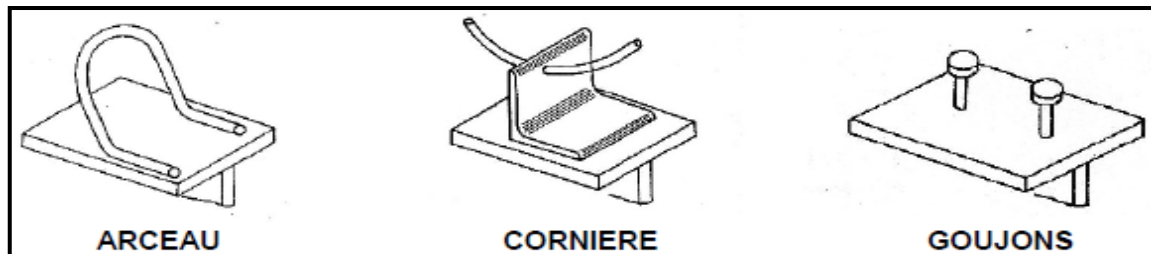


Figure I.14. Les principaux types des connecteurs.

I.5.2.2. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- Les ponts mixtes modernes sont des constructions dans lesquelles la consommation de matériau est optimisée ;
- La possibilité de franchir des grandes portées (30 à 100) m ;
- Les appuis des ouvrages mixtes modernes peuvent être conçus et construits pour résister aux chocs de camions d'intensité courante ;
- La rapidité d'exécution globale ;
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres ;
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier ;
- La précision dimensionnelle des structures.

2. Inconvénients

- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier ;
- Les ouvrages d'art sont en général des constructions difficiles à démonter et à recycler ;
- La demande d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage ;
- Un cout très élevé ;
- Le risque de voilement ;
- La nécessité d'un entretien périodique ;
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages

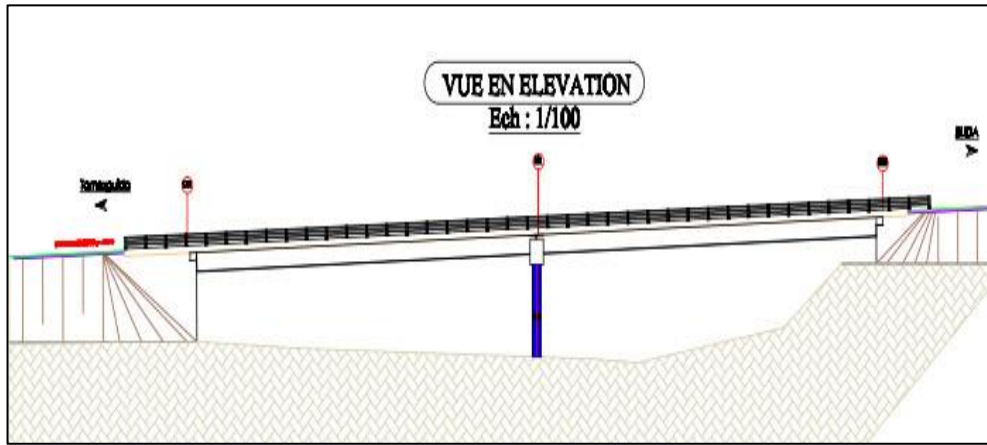


Figure I.15. Vue en élévation de la variante n°2.

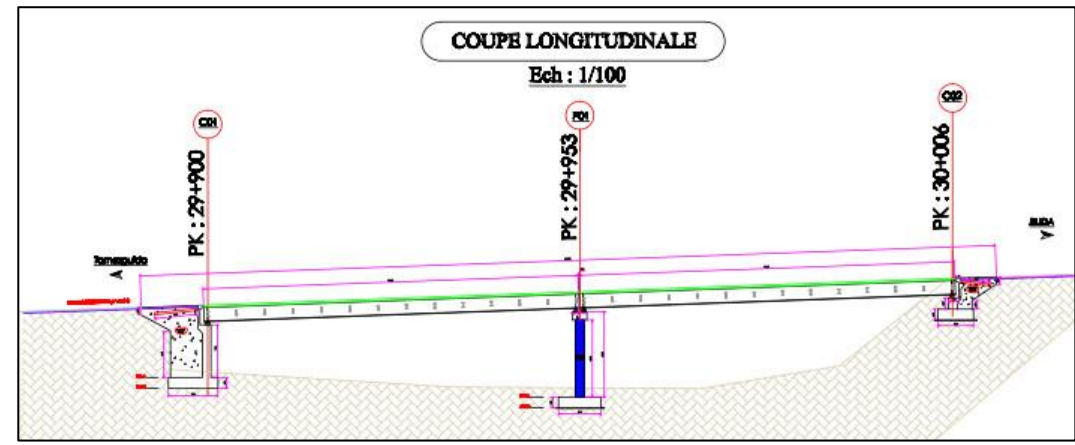


Figure I.16. Coupe longitudinale de la variante n°2.

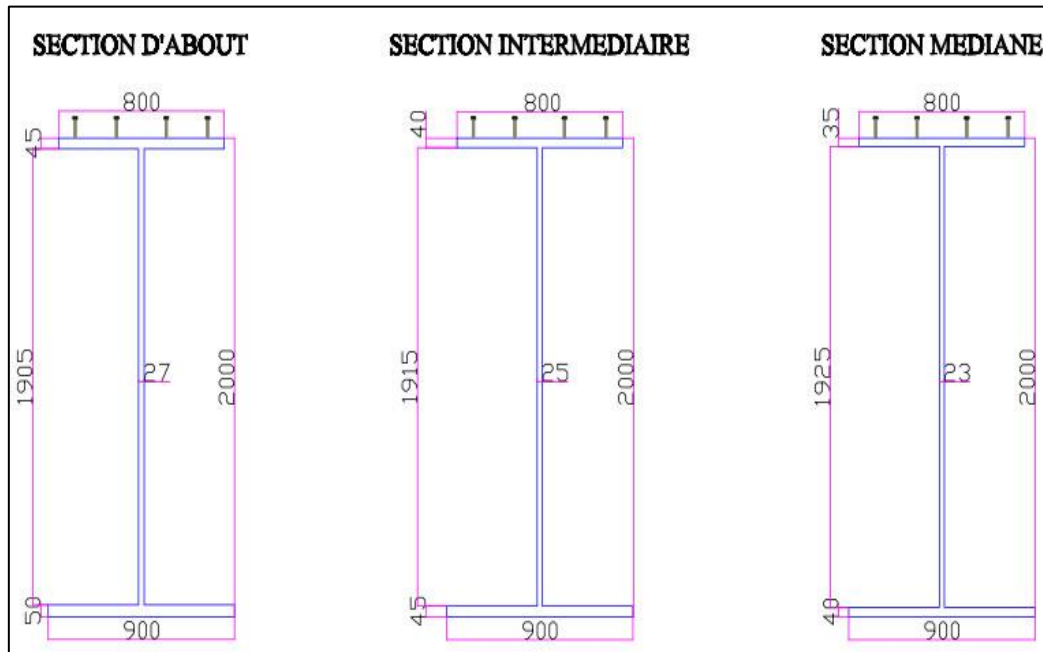


Figure I.18. Détail de PRS de la variante n°2.

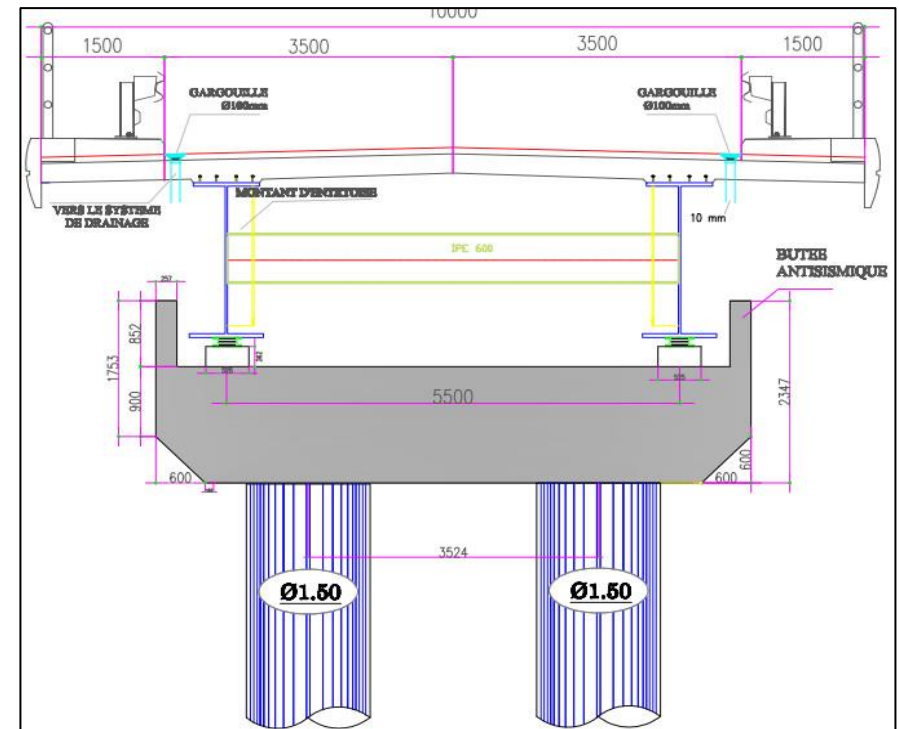


Figure I.17. Coupe transversale de la variante n°2.

I.5.3. Variante N°03 : Pont dalle en béton précontraint

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

Le tablier d'un pont-dalle en béton précontraint est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

La précontrainte longitudinale intervient, par son effort normal et ses poussées au vide, dans le sens d'une réduction des efforts dans la structure. De ce fait, les tabliers en béton précontraint ont un meilleur élancement et une consommation en aciers passifs plus faible que les tabliers en béton armé, qu'il s'agisse des ferrillages longitudinal, transversal ou des cadres et étriers.

I.5.3.1. Conception générale

1. Conception Longitudinale

➤ Distribution des portées

Après avoir recueilli toutes les données nécessaires du site, l'implantation des deux appuis d'extrémités (les culées) se fait de la façon suivante :

PK 29+900 pour la culée de gauche C1.

PK 30+005 pour la culée de droite C2.

Cette variante est constituée de quatre (5) travées dépendantes (hyperstatiques), 3 travées possèdent une longueur de 25 m et 2 travées de 15 m, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 105,00 m.

2. Conception transversale

Par l'allègement qu'apportent les encorbellements à la structure, ce type de tablier permet d'atteindre des portées déterminants de l'ordre de la trentaine de mètre. Cependant, le recours à des encorbellements latéraux est souvent dicté par des considérations d'ordre esthétique. Pour que les calculs de dimensionnement puissent être faits par les méthodes usuelles, il convient de respecter les conditions suivantes « Guide SETRA .Conception Pont dalle 1989. »

- L'élancement H_t

L'élancement usuel : $\frac{1}{28} = \frac{H_t}{L}$ (Pour un béton de $f_{C28} = 35$ MPa)

On a : $L = 25$ m $\Rightarrow H_t = 0,89 \Rightarrow H_t = 0,9$ m

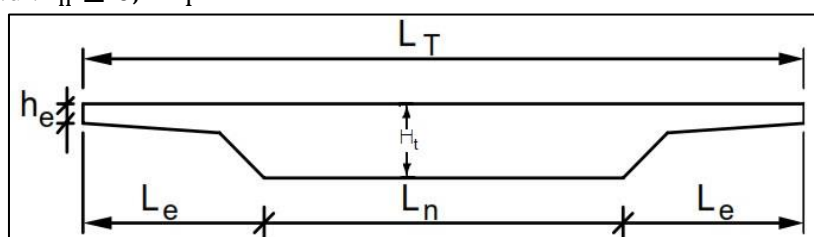
Pour un béton de $f_{C28} = 35$ MPa, il faut corriger l'élancement :

On a : $H_t = 0,81.H_t = 0,81.0,9 \Rightarrow H_t = 0,75$ m

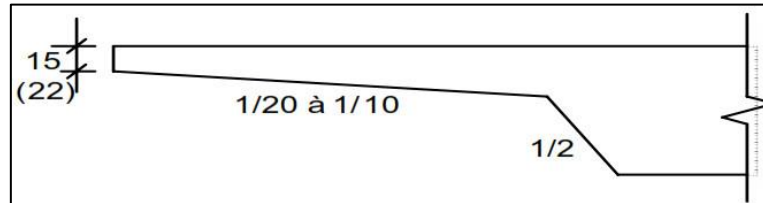
NB : H_t c'est la hauteur totale du tablier pour toutes les travées.

- La largeur de la nervure " L_n " doit rester supérieure à la moitié de la largeur totale " L_T " du pont, c.à.d : $L_n \geq 0,5 L_T$.

- La largeur droite de l'encorbellement L_e doit être inférieure au 1/5 de la portée du travée L_C , c.à.d : $L_n \leq 0,2 L_T$



En ce qui concerne l'encorbellement, l'inclinaison de la sous-face aura une valeur telle qu'elle réserve une section suffisante pour l'encastrement tout en laissant bien apparente la joue de la dalle. La valeur de cette inclinaison par rapport à l'horizontale, suivant la largeur de l'encorbellement et l'épaisseur de la dalle, sera le plus souvent comprise entre 1/20 et 1/10. L'inclinaison de la dalle sera voisine de 1/2 par rapport à la verticale. L'épaisseur h_e est de l'ordre de 15 cm et il est à porter à 22 cm dans le cas d'un ancrage de BN4.



NB : Le détail de Pré-dimensionnement dans la page suivante.

I.5.3.2. Avantages et inconvénients

1. Avantages

- Minceur et légèreté du tablier (permettre une limitation du nombre et la longueur des pieux) ;
- Sensibilité modérée aux tassements d'appui ;
- Construction simple ;
- Structure robuste et relativement souple ;
- Liberté dans la conception des formes ;

2. Inconvénients

- Pas de préfabrication ;
- Type et nombre des piles importantes.

I.6. CONCLUSION

Pour conclure, l'étape de la conception du projet est une phase très importante pour amener un projet à l'abri des différents dangers qui l'entourent. Et après avoir cerné tous les obstacles et les contraintes du site et analyser les trois variantes qui ont été proposées dans ce chapitre, on a choisi la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

Le choix définitif est porté sur la première variante qui est une conception d'un pont à poutres précontraintes par post-tension à trois travées indépendantes et identiques. Le dimensionnement de cet ouvrage et ses divers équipements fait appel à plusieurs hypothèses de calcul compte tenu des prescriptions des guides nationaux et internationaux.

Le chapitre suivant définira les propriétés de base pour le dimensionnement et l'étude complète de cet ouvrage d'art.

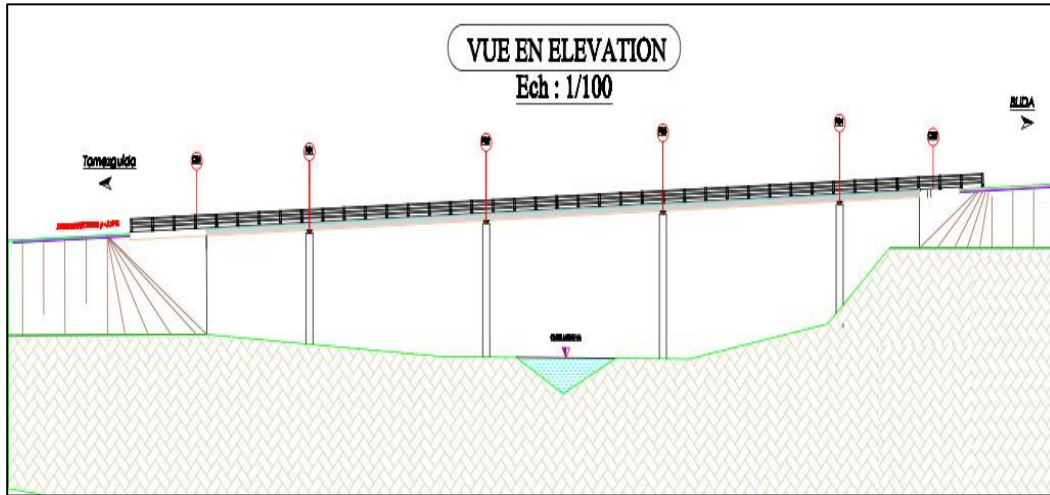


Figure I.21. Vue en élévation de la variante n°3.

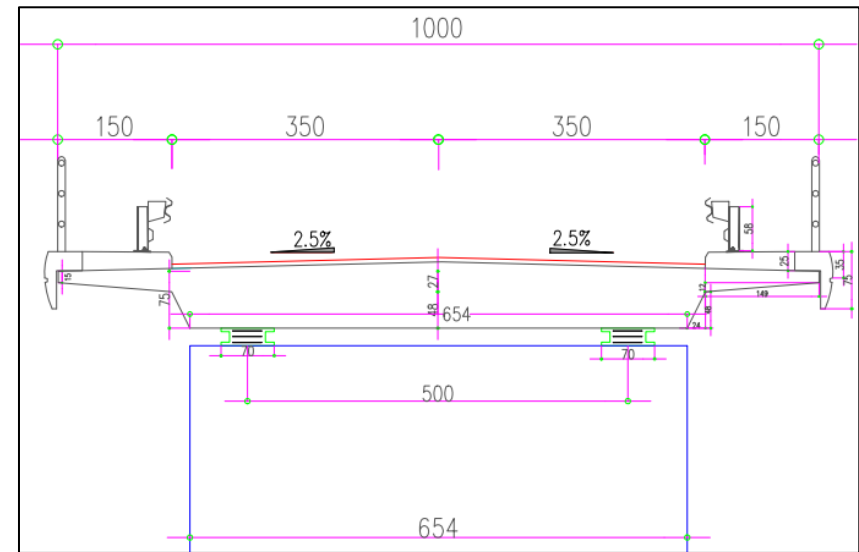


Figure I.19. Coupe transversale de la variante n°3.

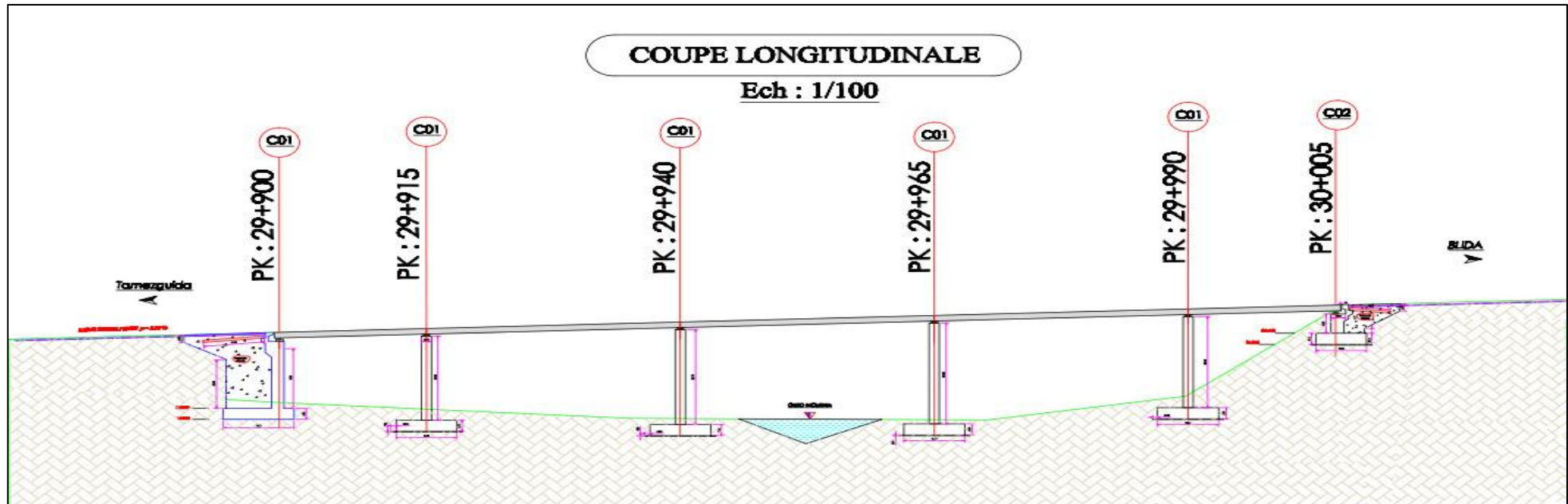


Figure I.20. Coupe longitudinale de la variante n°3 .



CHAPITRE II

CHARGES ET SURCHARGES



ENSTP 2017/2018

CHAPITRE II. CHARGES ET SURCHARGES

II.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. Pour réduire les effets de ses charges, il faut connaître leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ses charges.

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.

II.2. HYPOTHESES DE CALCUL

II.2.1. Les règlements

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- 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.
- Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Règles **R.C.P.R** « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- Règles **R.P.O.A 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guides **SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

II.2.2. Matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.2.2.1. Béton

1. Le dosage

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ de ciment CPA 325.

2. La densité

La masse volumique de béton armé est : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

3. La résistance caractéristique à la compression

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette valeur est choisie à priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôles (courant ou surveillé) qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le tablier.} \\ 27 \text{ MPa pour les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

Pour j jours, la résistance caractéristique à la compression sera :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} & \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} & \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

4. La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}), selon les règles B.A.E.L 91 R 99 :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa}$ (Pour la superstructure).
- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa}$ (Pour les appuis et l'infrastructure).

NB : Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

5. Contraintes admissibles

➤ **Contraintes admissibles à la compression du béton**

- **À l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :

- { $\gamma_b = 1,5$ en situation durables ou transitoires (fondamentales)
- { $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles

θ : Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

- **À l'ELS**

- { $\sigma = 0,5 f_{c28}$ ouvrage en service.
- { $\sigma = 0,6 f_{c28}$ ouvrage en construction ou situation accidentelle.

6. Déformation longitudinale du béton

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

- **Module de déformation instantanée** (Courte durée < 24 heures)

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

- **Module de déformation différée** (Longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

7. Déformation transversale du béton

Elle est désignée par un module 'G' défini comme suit :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Tel que :

ν : Coefficient de poisson, il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- Il est égal à :
- { 0,0 pour le calcul des sollicitations
 - { 0,2 pour le calcul des déformations.

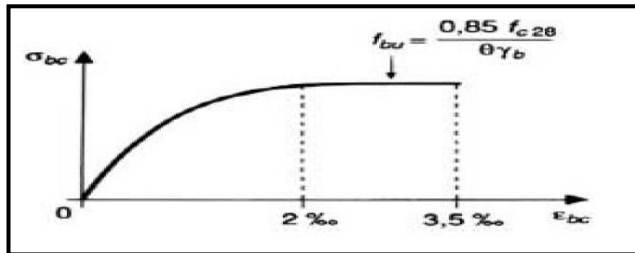


Figure II.1. Diagramme parabole-rectangle pour le calcul des contraintes du béton à l'ELU.

II.2.2.2. Aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

1. Aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance **Fe E400** ou **Fe E500**. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé 'Module de Young' est égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte limite**

- **État limite ultime (E.L.U)**

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec :} \quad \gamma_s : \text{coefficient de sécurité}$$

Tel que : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour combinaison fondamentale} \\ 1,00 & \text{pour combinaison accidentelle E} \end{cases}$

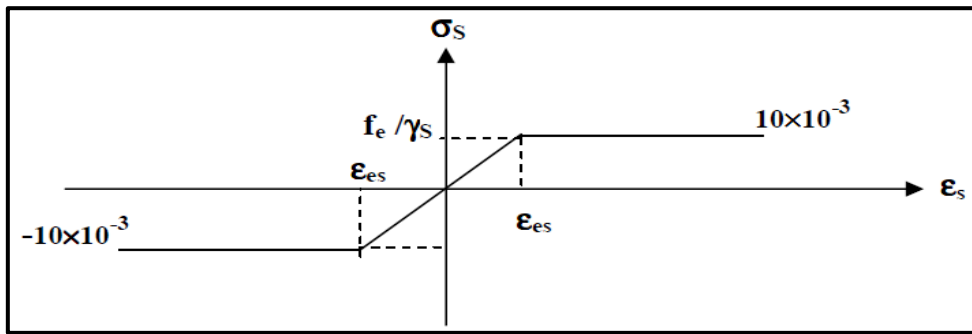


Figure II.2. Diagramme σ - ϵ idéalisé pour les aciers passifs.

- **État limite de service (E.L.S)**

Tableau II.1. Contraintes admissibles à l'ELS.

État considéré	ELS
fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ ou : $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1,6$ pour HA
fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}(0,4 f_e ; 88\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ pour HA

II.2.3. Modèles de calcul

Le tablier de notre ouvrage sera calculé manuellement en utilisant la méthode de Guyon et Massonnet et il sera vérifié automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : ROBOT Structural Analysis Professional Autodesk, pour le calcul de la précontrainte des pages électroniques de calcul (Microsoft Excel) développées.

II.2.4. Calcul des charges et surcharges

II.2.4.1. Les Caractéristiques du pont

1. Classe du pont

Les ponts routiers sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

- $L_r \geq 7,00$ m : pont de première classe.
- $5,50$ m < $L_r < 7,00$ m : pont de deuxième classe.
- $L_r \leq 5,50$ m : pont de troisième classe.

Pour notre ouvrage, la largeur roulable est égale à : $L_r = 7$ m \Rightarrow un pont de première classe.

2. Largeur chargeable (L_c)

En ce qui concerne la largeur chargeable (L_c), elle se déduit de la largeur roulable en relevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière de sécurité ou barrière lorsqu'elle existe).

Pour le cas de notre projet, on a : $L_r = 7$ m $\Rightarrow L_c = 6$ m

3. Nombre de voies de circulation (N)

Il se déduit à partir de la formule suivante : $N = [L_c/3] = [6/3] = [2] = 2$ voies.

4. La largeur d'une voie (L_v)

$L_v = \frac{L_c}{2} = 3$ m \Rightarrow La largeur de chaque voie est : 3 m.

II.2.4.2. Évaluation des charges et surcharges

1. Évaluation des charges

➤ **Les charges permanentes (CP)**

Les charges permanentes sont les poids des éléments qui constituent le tablier (structuraux ou non structuraux). Pour le calcul de ces charges (CP, CCP), nous utilisons les valeurs des charges usuelles des différents matériaux de construction. Le tableau ci-dessous résume les résultats des charges permanentes.

Tableau II.2. Résultats de calcul des CP.

Élément	V (m ³)	ρ (KN/m ³)	Poids propre (KN/ml)	Poids total (KN)
Dalle	262,5	25	62.5	6562.5
Poutre	433,54	25	103,22	10838,6
Entretoise	8,09	25	/	202,13
Poids total (KN)				17401.1
Poids total (KN/ml)				165.72

➤ **Les compléments de charges permanentes (CCP)**

Tableau II.3. Résultats de calcul des CCP.

Élément	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	24	10,08	1058,48
Chape (étanchéité)	15	3	315
Trottoirs	25	15	1575
Glissières de sécurité	/	0,6 \times 2	126
Gardes de corps	/	1 \times 2	210
Corniches	/	5 \times 2	1050
Poids total (KN)			4334.5
Poids total (KN/ml)			42,28

➤ **La charge totale du tablier**

$$G_T = CP + CCP = 17401.1 + 4334.5 = 21735.6 \text{ KN} \Rightarrow G_{TOT} = 21735.6 / 105 = 207 \text{ KN/ml.}$$

Moment fléchissant :

$$M_g = G_{TOT} * L^2 / 8 = 29912.4 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = G_{TOT} * 34 / 2 = 3519 \text{ KN.}$$

2. Évaluation des surcharges

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

- La charge routière type : **A (I)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire : **Mc₁₂₀**
- Convoi exceptionnel : **D₂₄₀**
- Autres surcharges comme : les surcharges sur trottoirs (St), le vent, le séisme... etc.

➤ **Système A(L)**

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L + 12}$$

L : la longueur chargée du tablier.

a₁ : Coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Tableau II.4. Coefficients a₁.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Pour notre cas :

- Pont de première classe + une voie chargée $\Rightarrow a_1 = 1$
- Pont de première classe + deux voies chargées $\Rightarrow a_1 = 1$

La charge A₁(L) est obtenue par : $A_1(L) = \max \begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0,002 L \end{cases}$

La charge A₁(L) obtenue est multipliée par un coefficient : $a_2 = V_0 / V$

V : Étant la largeur d'une voie

V₀ : Ayant les valeurs données par le tableau

Tableau II.5. Coefficients a₂

Classe de pont	V ₀
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2,75 m

Pour notre cas : $a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3} = 1,17$

La charge A₂(L) = a₂A₁, ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau II.6. Calcul de A (L) pour les différents cas possibles.

CAMP	L chargée (m)	b chargée (m)	n voie	A	a1	A1	a2	A2[KN/m2]	A (L) [KN/m]	moment [KN.m/m]	Effort Tranch [KN/m]
A(T1),	34,00	3,00	1,00	10,13	1,00	10,13	1,17	11,85	35,54	5135,90	604,22
A (T1+T2)	68,00	3,00	1,00	6,80	1,00	6,80	1,17	7,96	23,87	3448,93	405,76
A (T1+T2+T3)	102,00	3,00	1,00	5,46	1,00	5,46	1,17	6,39	19,16	2768,22	325,67
A(T1)	34,00	6,00	2,00	10,13	1,00	10,13	1,17	11,85	71,09	10271,80	1208,45
A (T1+T2)	68,00	6,00	2,00	6,80	1,00	6,80	1,17	7,96	47,74	6897,85	811,51
A (T1+T2+T3)	102,00	6,00	2,00	5,46	1,00	5,46	1,17	6,39	38,31	5536,43	651,35

L'effort vertical	V (KN)	H (KN)
Poids propre de la pile "Gp"	1649,58	--
Poids propre du tablier "Gt"	7038	245,6
Surcharge D ₂₄₀	2120,25	74

II.2.4.3. Le coefficient de majoration dynamique

Les charges des systèmes B et M sont majorées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

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

Tels que :

- L : longueur de la travée.
- G = CP + CCP dans la travée considérée.
- S : surcharge maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc dans le chargement Bc ou bien par bt dans le chargement Bt.

➤ **Système de charges B**

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

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

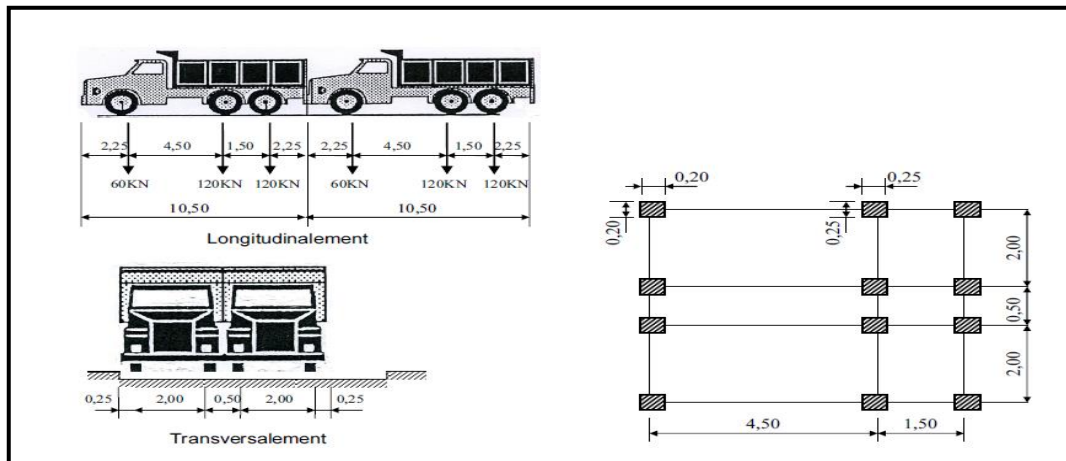


Figure II.3. Système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Coefficients b_c .

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

Pour notre cas :

- Pont de première classe + Une voie chargée $\Rightarrow b_c = 1,20$
 - Pont de première classe + Deux voies chargées $\Rightarrow b_c = 1,10$
- $B_c = 2 \times (30 \times N \times b_c)$; N : Nombre de voies prises dans le calcul.

➤ **Disposition de Bc**

- **Longitudinalement** : maximum 2 camions par file.
- **Transversalement** : nombre de files égale au nombre de voies.

Tableau II.8. Résultats de calcul de système B_c .

B_c	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	$R_{pondéré}$ [KN]	M[KN.m]	$M_{pondéré}$ [KN.m]
1 file	7245,2	720	1,068021	469,44	601,646133	3340,1	4280,75632
2 files	7245,2	1320	1,079614	938,88	1114,99065	6680,2	7933,24016

▪ **Système Br**

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 KN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m \times 0,30 m
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

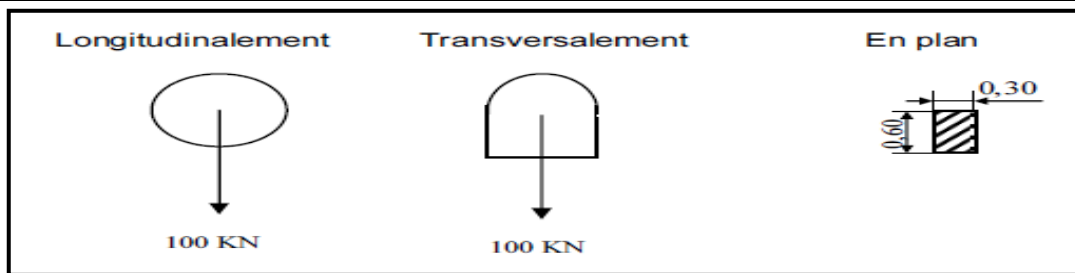


Figure II.4. Système Br.

Tableau II.9. Résultats de calcul de système Br.

B_r	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	$R_{pondéré}$ [KN]	M[KN.m]	$M_{pondéré}$ [KN.m]
1 file	7245,2	100	1,0555392	100	105,553915	810	854,986714

■ **Système B_t**

Un tandem de système Bt comporte deux essieux, 160 KN par essieu.

➤ **Disposition de B_t**

- **Longitudinalement** : maximum un (01) tandem.
- **Transversalement** : maximum deux (02) tandems.

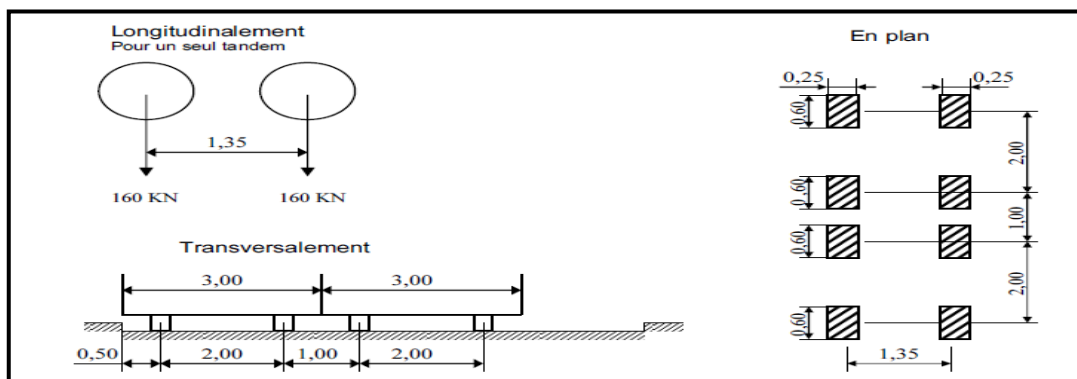


Figure II.5. Système bt.

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

Tableau II.10. Valeur de B_t en fonction de la classe du pont.

Classe du pont	B_t
Première	1,20
Deuxième	1,00

Pour notre cas, $b_t = 1,20$.

Tableau II.11. Résultats de calcul de système B_t .

B_t	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	$R_{pondéré}$ [KN]	M[KN.m]	$M_{pondéré}$ [KN.m]
1 tandem	7245,2	384	1,0613221	313,33	399,052851	2486,4	3166,64542
2 tandems	7245,2	768	1,0689656	626,66	803,853607	4972,8	6378,90278

➤ **Système M_c120**

Les véhicules types de système Mc120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

➤ **Disposition de Mc120**

- **Longitudinalement** : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.
- **Transversalement** : maximum un (01) seul convoi.

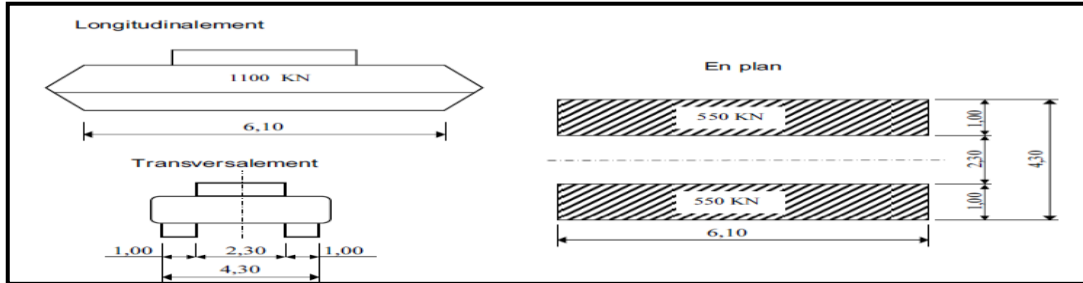


Figure II.6. Convoi Mc120.

Pour notre cas : $N = \left\lfloor \frac{100.6}{(30,5+6,10)} \right\rfloor + 1 = 3$ convois.

Tableau II.12. Résultats de calcul de système Mc120.

Mc120	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	R _{pondéré} [KN]	M[KN.m]	M _{pondéré} [KN.m]
1	7245,2	1100	1,07541684	996,45	1071,59911	8071,25	8679,95818

➤ **Système D240**

Le convoi D₂₄₀ n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

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

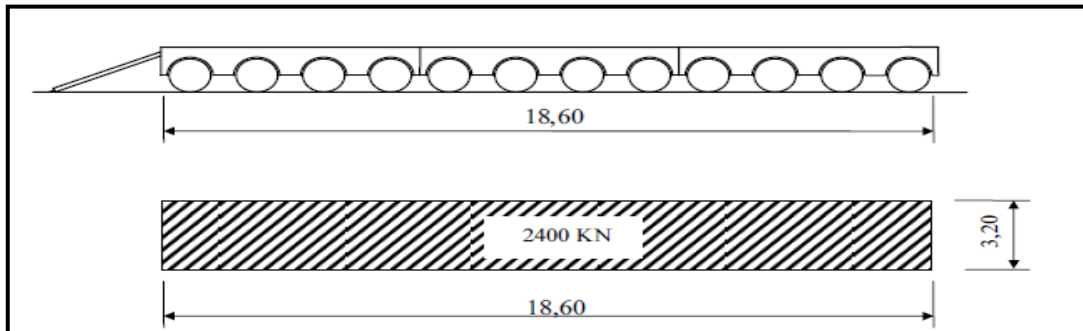


Figure II.7. Convoi type D240.

Tableau II.13. Résultats de calcul de système D240.

D ₂₄₀	R [KN]	M [KN.m]
1	1743.6	14820

II.2.4.4. Autres surcharges

1. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons pour les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l’effet maximal envisagé.

Pour un seul trottoir : $S_{trott} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ KN/ml}$.

Pour deux trottoirs : $S_{trott} = 2 \times 1,5 \times 1,5 = 4,5 \text{ KN/ml}$.

2. Action du vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

3. L’effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

➤ **Effort de freinage correspondant à la charge A**

L’effort de freinage correspondant à la charge est donné par le RCPR :

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

A(l) : charge routière.

S : surface chargée par m². ($S = 35 \times 7 = 245 \text{ m}^2$).

Pour notre cas, on a : $A(l) = 71,09 \text{ KN/ml}$ (Le cas le plus défavorable pour $L = 35 \text{ m}$).

$$F = 835,05 \text{ KN}$$

➤ **Effort de freinage correspondant à la charge Bc**

L’effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients bc s’appliquent aux efforts développés par le système.

4. Charges thermique

- **Variation uniforme**

La variation uniforme due à la température est pris : +35° C et -15° C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l’ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus.

- **Gradient thermique**

Tableau II.14. Gradient thermique.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

II.3. CONCLUSION

Ainsi, après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.



CHAPITRE III

***ETUDE
TRANSVERSALE***



ENSTP 2017/2018

CHAPITRE III. ETUDE TRANSVERALE

III.1. INTRODUCTION

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces effort ce répartissent transversalement sur les poutres pour avoir l'élément le plus sollicité.

Guyon a montré, en 1946, la possibilité de calculer des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable pour une charge quelconque, à l'aide de la méthode des coefficients de répartition. C'est par ce même procédé qu'il a ensuite calculé les plaques isotropes en 1949.

Massonnet généralisa les relations trouvées par Guyon et minimisant l'effet de la torsion, dans les calculs .Ainsi ils ont assemblés les avantages de la méthode des coefficients de répartition.

L'intérêt de ce chapitre, c'est de déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités) transversalement (La méthode de Guyon-Massonnet) et longitudinalement (le théorème de barré).

III.2. LA REPARTITION TRANSVERALE DES MOMENTS FLECHISSANT

III.2.1. Le calcul des paramètres θ et α

III.2.1.1. Paramètre d'entretoisement θ

Ce paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion.

$$\theta = \sqrt[4]{\frac{b^4}{I^4} \times \frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

III.2.1.2. Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

Tableau III.1. Les valeurs de la base du calcul.

Paramètres	B(m)	L(m)	ρ_p	ρ_E	γ_p	γ_E	θ	α
Valeur	4,9	32,4	103401,417.E	1302,08333.E	3338,38727.E	1132,24638.E	0,4515	0,1926

Avec :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b l} : \text{Rigidité flexionnelle de la poutre.}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} : \text{Module de déformation transversale.}$$

$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{b_E} : \text{Rigidité flexionnelle de l'entretoise.}$$

$$\gamma_p = \frac{G \times I_p'}{b l} : \text{Rigidité torsionnelle de la poutre.}$$

$$\gamma_E = \frac{G \times I_E'}{b_E} : \text{Rigidité torsionnelle de l'entretoise.}$$

III.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux

III.2.2.1. Disposition des poutres

La largeur active est (2b)

Le pont est constitué de 7 poutres (n =7) espacées de $b_0 = 1.4m$ (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera : $2b = nb_0 = 7 \times 1.4 = 9.80 \Rightarrow b = 4.90$.

Tableau III.2. Numérotation des poutres et positions actives.

Poutre	Position (m)	Position Active
0	0	0
1	1,4	$2b/7$
2	2,8	$4b/7$
3	4,2	$6b/7$

III.2.2.2. Coefficient de répartition transversale K

Pour éviter de calculer séparément K_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

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

→ Si $0.3 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$
 → Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

Où : $\beta = 1 - e^{((0.065-\theta)/0.663)}$.

Telle que : $\begin{cases} K_0 : \text{valeur de K pour } \alpha = 0 \\ K_1 : \text{valeur de K pour } \alpha = 1 \end{cases}$

On a $0.3 < \theta = 0.45 < 1 \implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$.

Avec : $\beta = 1 - e^{(\frac{0.065-0.45}{0.665})} = 0,4395 \rightarrow \alpha^\beta = 0.48195$

Donc : $K_\alpha = K_0 + 0.48195 (K_1 - K_0)$.

Les valeurs de coefficient K_0 , K_1 , K_α et $K_{\alpha moy}$ pour chaque type de chargement et chaque poutre pour $\theta = 0.45$ sont indiquées dans l'Annexe B.

NB : les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD.

Les valeurs des moments fléchissant et combinaisons aux états limites sous les différents de charges sont indiquées dans les tableaux suivants.

Tableau III.3. Tableau des combinaisons aux états limites (ELS & ELU) en (KN.m).

Etat limite	Combinaisons d'action	Nombre de voie	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1,35 G + 1,6 (A(L) + S(t))	1 voie	7121,31	7358,58	7554,55	7751,93
		2 voies	8355,93	8320,52	8243,85	8176,48
	1,35 G + 1,6 (Bc + S(t))	1 file	6939,83	7079,36	7166,00	7265,58
		2 files	7839,60	7805,23	7708,47	7627,53
	1,35 G + 1,6 (Bt + S(t))	1 tandem	6657,88	6782,54	6882,68	6993,73
		2 tandems	7440,85	7413,19	7360,76	7319,02
	1,35 G + 1,6 (Br + S(t))	/	6108,19	6103,61	6097,27	6128,08
	1,35 G + 1,35 Mc120	/	7555,80	7524,20	7435,21	7318,89
	1,35 G + 1,35 D240	/	8954,31	8829,08	8592,57	8310,60
	ELS	G + 1,2 (A(L) + S(t))	1 voie	5287,56	5465,52	5612,50
2 voies			6213,54	6186,98	6129,47	6078,95
G + 1,2 (Bc + S(t))		1 file	5151,46	5256,11	5321,09	5395,77
		2 files	5826,28	5800,51	5727,94	5667,23
G + 1,2 (Bt + S(t))		1 tandem	4940,00	5033,49	5108,60	5191,88
		2 tandems	5527,22	5506,47	5467,16	5435,85
G + 1,2 (Br + S(t))		/	4527,72	4524,29	4519,53	4542,64
G + Mc120		/	5596,89	5573,49	5507,56	5421,40
G + D240		/	6632,82	6540,06	6364,87	6156,00

III.3. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT

L'effort tranchant est calculé selon la méthode de Guyon-Massonnet, dont les coefficients utilisés ϵ_α , $\epsilon'\alpha$ dépendent de θ et α . Les tableaux de Guyon –Massonnet – Barré donnent les valeurs de ϵ_0 , ϵ_1 , $\epsilon'1$ qui correspondent à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$. Dans notre cas $\theta=0.45$ figurant dans les tableaux, on détermine directement les coefficients ϵ_α en prenant :

- En section courantes, le coefficient ϵ_α obtenu par interpolation entre ϵ_0 et ϵ_1 .

L'interpolation se fait comme suit :

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha \quad \text{Si } |y|+|e| \leq 3b/4$$

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{Si } |y|+|e| > 3b/4$$

- En section sur appui, le coefficient $\epsilon'\alpha$ obtenue par interpolation entre ϵ_0 et $\epsilon'1$.

$$\epsilon'\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'1 - \epsilon_0) \times \alpha \quad \text{Si } |y|+|e| \leq 3b/4$$

$$\epsilon'\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{Si } |y|+|e| > 3b/4$$

L'effort tranchant max est sur les appuis. Le calcul de $\epsilon'\alpha$ moy se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle par :

$$T = T_0 \times \bar{\epsilon}_{\alpha \text{ moy}}$$

La détermination de ϵ_α et $\epsilon'\alpha$ est basé sur les paramètres θ , α et les tableaux des ϵ_0 , ϵ_1 , $\epsilon'1$.

On a : $\theta = 0,4515$; $\alpha = 0,1926$ et $b = 4.9$ m.

Les tableaux récapitulatifs des résultats de cette méthode sont joints en **Annexe B.1-5**.

Tableau III.4. Tableau des combinaisons aux états limites (ELS & ELU) en (KN).

Etat limite	Combinaisons d'action	Nombre de voie	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1,35 G + 1,6 (A(L) + S(t))	1 voie	717,09	724,25	715,99	717,59
		2 voies	740,97	740,34	726,16	723,71
	1,35 G + 1,6 (Bc + S(t))	1 file	719,25	723,86	713,71	713,17
		2 files	741,50	739,30	750,63	719,88
	1,35 G + 1,6 (Bt + S(t))	1 tandem	709,90	714,17	704,14	704,62
		2 tandems	726,83	726,13	712,26	710,06
	1,35 G + 1,6 (Br + S(t))	/	698,56	697,88	685,16	686,24
	1,35 G + 1,35 Mc120	/	715,68	715,89	713,03	708,74
1,35 G + 1,35 D240	/	1151,28	1117,66	1051,46	1002,54	
ELS	1,35 G + 1,6 (A(L) + S(t))	1 voie	531,54	536,90	530,71	531,91
		2 voies	549,45	548,97	538,34	536,50
	1,35 G + 1,6 (Bc + S(t))	1 file	533,16	536,61	529,00	528,59
		2 files	549,84	548,19	556,69	533,63
	1,35 G + 1,6 (Bt + S(t))	1 tandem	526,14	529,34	521,82	522,18
		2 tandems	538,84	538,31	527,91	526,26
	1,35 G + 1,6 (Br + S(t))	/	517,64	517,12	507,58	508,39
	1,35 G + 1,35 Mc120	/	530,13	530,29	528,17	524,99
1,35 G + 1,35 D240	/	852,80	827,90	778,86	742,62	



CHAPITRE IV

ETUDE DE LA PRECONTAINTE



ENSTP 2017/2018

CHAPITRE IV. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV.1. INTRODUCTION

Le mot « précontraint », créé par E. FREYSSINET, signifie contraint avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaissent dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile...etc.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, 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.

IV.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

IV.2.1.1. Détermination de l'effort de précontrainte

La valeur de cet effort est donnée par :

$$P_{min} = Sup(P_I \times P_{II}).$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho_n \cdot B_n \cdot (v \overline{\sigma_{bt2}} + v' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho_n \cdot h} \quad (\text{section sous critique})$$

$$P_{II} = \frac{\rho_n \cdot v \cdot B_n \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} \quad (\text{section sur critique})$$

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section la sollicité la section médiane (poutre + dalle).

Tableau IV.1. Caractéristiques des sections.

Poutres +Dalle	About		Intermédiaire		Médiane	
	Brute	Nette	Brute	Nette	Brute	Nette
I	0,336	0,330	0,300	0,273	0,281	0,253
B	1,170	1,155	1,004	0,989	0,908	0,863
C	0,273	0,270	0,285	0,259	0,272	0,258
C'	0,410	0,411	0,427	0,403	0,507	0,480
V	0,700	0,695	0,700	0,684	0,611	0,611
V'	1,050	1,055	1,050	1,066	1,139	1,139
ρ	0,391	0,389	0,407	0,378	0,445	0,422
h	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750
d'=1,5*ϕ _{gaine}	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120

$$\text{Soit à L'ELS : } \begin{cases} M_{max} = M(G + D_{240}) = 6,633 \text{ MN.m} \\ M_{min} = M(G) = 4,27 \text{ MN.m} \\ \Delta M = M_{max} - M_{min} = 2.3596 \text{ MN.m} \\ \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $f_{c28}=35\text{MPa}$ et $f_{t28}=2.7\text{MPa}$.

$$\begin{cases} P_I = 1,738911651 \text{ MN} \\ P_{II} = 4,726330829 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow P_{min} = P_{II} = 4,726330829 \text{ MN.}$$

IV.2.1.2. Détermination du nombre de câbles

Détermination de la valeur minimale de P_0 :

P_0 : Effort de précontrainte initial

$$P_0 = \begin{cases} 0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_P = 2,5488 \text{ MN} \\ 0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_P = 2,54826 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow P_0 = 2,54826 \text{ MN.}$$

On estime les pertes totales à long terme à 25% de P_0 :

$$\begin{cases} P_1 = 1,02 \cdot P_0 - 0,8 \cdot \Delta P_0 = 0,82 \cdot P_0 \\ P_2 = 0,98 \cdot P_0 - 1,2 \cdot \Delta P_0 = 0,68 \cdot P_0 \end{cases} \rightarrow P_m = 0,75 \cdot n \cdot P_0 \geq P_{min} \rightarrow n \geq \frac{P_{min}}{0,75 \cdot P_0} = 2,48.$$

On prend trois (3) câbles de 12T15 et la précontrainte initiale $P_0 = 3 \cdot 2,54 = 7,64478 \text{ MN}$.

IV.2.1.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Afin d'éviter le surplus de câbles, on vérifie que P_0 n'est pas exagéré, on estime les pertes à 10%.

$$0,9 \cdot P_0 \cdot n \leq \overline{\sigma_{bc}} B_n - \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} \rightarrow 6,8 \text{ MN} \leq 14,918 \text{ MN.}$$

Donc : $0,9 \cdot P_0 \cdot n \leq \overline{\sigma_{adm}}$ Vérifiée ; Donc P_0 n'est pas excessive.

IV.2.1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle ; Et on estime les pertes instantanées à 10 % alors $P_1 = 0,9 \cdot n \cdot P_0$.

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Fibre supérieure :} & \quad \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \text{Fibre inférieure :} & \quad \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P \cdot e_0 + M_g) \geq -1,5 f_{ij} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P \cdot e_0 + M_g) \leq 0,6 f_{ij} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Tableau IV.2. Caractéristiques de section.

$I_{nette}(m^4)$	$B_{nette}(m^2)$	$C_n(m)$	$C'_n(m)$	$V_n(m)$	$V'_n(m)$	ρ_n	$e_p(m)$	$h(m)$
0,1302	0,530	0,29476	0,36877	0,6663	0,8336	0,12	-0,7136	1,5

$$M_{min} = M_{g \text{ poutre}} = 2,13 \text{ MN m.}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2,293 n}{0,5302} + \frac{0,66635}{0,130286} (2,293n(-0,71365) + 2,13) \geq -4,05 \text{ MPa.} \\ \sigma_{inf} = \frac{2,293 n}{0,5302} - \frac{0,83365}{0,130286} (2,293n(-0,71365) + 2,13) \leq 21 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n \leq 3,69 \\ n \leq 2,34 \end{cases}$$

On choisit $n = 2$; Deux câbles à l'about et un en extradados.

IV.3. PHASE DE MISE EN TENSION DES CABLES D'ABOUT

IV.3.1.1. Vérification des contraintes

Tableau IV.3. Vérification des contraintes.

	P [MN]	f_{cj} [MPa]	f_{tj} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bt}$ [MPa]	σ_{sup} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	vérification
7 jours	2,293	23,18	1,99	13,908	-1,99	1,16	6,84	vérifiée
28 jours	4,586	35	2,7	21	-2,7	2,8	15,96	vérifiée

IV.3.1.2. Vérification des contraintes à long terme (en service)

On estime les pertes à 25 % de P_0 , et on utilise la section médiane de (la poutre + dalle) :

$$P = 0,75 \cdot 3.2548 = 5,733 \text{ MN}$$

$$e_p = - (1,138647 - 0,12) = -1,018647 \text{ m}$$

$$M_{G+D} (= (g_p + g_d) \cdot l^2 / 8 = 3,42 \text{ MN.m}$$

D'où :
$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 0,8 \geq -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 17,54 \leq 21 \text{ MPa} \end{cases} \text{ (Vérifiée).}$$

IV.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

- Section d'appui.

On considère un espacement de 50 cm entre les deux (02) câbles :

$$\begin{cases} d_1 = 1,2 \text{ m.} \\ d_2 = 0,7 \text{ m.} \end{cases}$$

- Section médiane :

Diamètre de la gaine $\phi = 0,08 \text{ m}$

$$\begin{cases} d_{1,2} = \phi + \frac{\phi}{2} = 0,12 \text{ m} \\ d_3 = 3\phi + \frac{\phi}{2} = 0,28 \text{ m} \end{cases}$$

IV.4.1. Tracé des câbles

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Positions et angles des différents câbles.

Câbles	X_i (m)	0	0,5	4,675	8,75	13,125	16,7	17,5
C1	d_i (m)	1.2	1.14	0.68	0.36	0.17	0.12	0.12
	α_i (rad)	0.2269	0.1759	0.1194	0.0426	0	0	0
C2	d_i (m)	0.7	0.67	0.42	0.25	0.15	0.12	0.12
	α_i (rad)	0.1047	0.0759	0.0473	0.0426	0	0	0
C3	d_i (m)	/	/	1.5	0.81	0.39	0.28	0.28
	α_i (rad)	0	0	0.1524	0.1524	0.0204	0	0
C moy	d_{moy} (rad)	0.95	0.905	0.55	0.4733	0.2367	0.1733	0.9335
	α_{moy} (m)	0.16581	0.12593	0.08334	0.07917	0.00681	0	0

Tableau IV.5. L'excentricité e_0 en fonction d'abscisse.

	Excentricité e_0 (m)						
	0	0,5	4,675	8,75	13,125	16,7	17,5
Câble 1	0,3917	0,3317	-0,144	-0,4783	-0,6683	-0,7183	-0,718
Câble 2	-0,1083	-0,2083	-0,404	-0,5883	-0,6883	-0,7183	-0,718
Câble 3	0	0	0,676	-0,0283	-0,4483	-0,5583	-0,558

IV.4.1.1. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL

A l'extrémité les contraintes de cisaillement sont généralement importantes.

Ainsi le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes. Soit α l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_{red} \leq V$$

V : L'effort tranchant limite à l'ELS qui peut supporter la section d'appui.

En général selon le règlement technique BPEL ; On peut prendre en considération :

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

Tableau IV.6. Vérification de l'angle de relevage.

V_{Max} [MN]	0,852	b_0 [m]	0,5
V_{min} [MN]	0,507	M	1
f_{ij} [MPa]	2,7	K	0,5
σ [MPa]	4,91	ϕ [m]	0,08
P [MPa]	3,82	bn [m]	0,4
Bn [m ²]	0,779	H [m]	1,75
τ [MPa]	2,539	V_{adm} [MN]	1,635

On détermine l'angle de relevage moyen : $-11^{\circ},83 \leq \alpha \leq 34^{\circ},09$.

La valeur optimale théorique est donnée par :

$$\alpha_{0pt} = \arcsin ((V_{Max} + V_{min})/2.P) = 10^{\circ},24.$$

On fixe :

$$\alpha_1 = 13^{\circ}, \alpha_2 = 6^{\circ} \text{ et } \alpha_3 = 20^{\circ}.$$

IV.4.1.2. Calcul les caractéristiques nettes et homogènes des sections

• **Caractéristiques nettes :**

Tableau IV.7. Caractéristiques nettes.

	Section à mi- travée		Section d'about	
	Poutre	Poutre + Dalle	Poutre	Poutre + Dalle
$B_{nette} = B_{Br} - n B_g$	0,543	0,893	0,805	1,155
$B_g (m^2)$	0,005	0,005	0,005	0,005
$V'_n (m)$	0,838	1,146	0,812	1,055
$V_n (m)$	0,662	0,604	0,688	0,695
$I_g (m^4)$	2,01E-06	2,01E-06	2,01E-06	2,01E-06
$I_{nette} (m^4)$	0,140	0,271	0,166	0,330
ρ_n	0,466	0,439	0,370	0,389

• **Caractéristiques homogènes :**

Tableau IV.8. Caractéristiques homogènes.

	Section à mi- travée		Section d'about	
	Poutre	Poutre + Dalle	Poutre	Poutre + Dalle
$B_h = B_n + n.N.Ap$	0,57	0,92	0,82	1,18
$B_g (m^2)$	0,01	0,01	0,01	0,01
$V'_h (m)$	0,83	1,13	0,81	1,04
$V_h (m)$	0,67	0,62	0,69	0,71
$I_g (m^4)$	0,00	0,00	0,00	0,00
$I_h (m^4)$	0,14	0,28	0,17	0,33
ρ_h	0,45	0,43	0,36	0,38

IV.5. EVALUATION DES PERTES DE TENSION

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

→ **Les pertes instantanées :**

- Pertes due au frottement
- Pertes dues au recule d’ancrage
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

→ **Les pertes différées :**

- Pertes dues au retrait du béton
- Pertes dues au fluage
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

Le tableau ci-dessous regroupe les expressions des différentes pertes instantanées et différées [1] :

Tableau IV.9. Les pertes de précontraintes.

Pertes		Expression
Instantanées	Frottement	$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$
	recule d'ancrage	$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_0 \times \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \times (\lambda - x)$ avec : $\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \psi}}$
	raccourcissement instantané du béton	$\Delta\sigma_{pi} = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$
Différées	Retrait ;	$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_a$
	fluage	$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times E_a \times \frac{\sigma_{bc}}{E_{bi}}$
	relaxation des aciers	$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}$

NB : Les résultats du calcul des pertes sont indiqués en **Annexe C. 1.**

Conclusion : On constate que le pourcentage des pertes à mi- travée (23,79%) ne dépasse pas celui des pertes estimé (25%).

IV.6. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE

$$e_2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} -\gamma - \frac{M_{\min}}{P_i} \\ -c' - \frac{M_{\min}}{P_i} \end{array} \right. \leq e_p \leq e_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \gamma - \frac{M_{\max}}{P_i} \\ c - \frac{M_{\max}}{P_i} \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left\{ \begin{array}{l} c' = \rho_h V_h' \left(1 - \frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i} \right) \\ c = \rho_h V_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma'_{bt2}}}{P_i} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 f_{t28} = -4,50 \text{ MPa}, \quad \overline{\sigma_{bt2}} = f_{t28} = -3 \text{ Mpa}, \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$P_i = P_m \sum \cos \alpha_i$$

Le calcul détaillé du fuseau de passage est **donné dans le tableau Annexe C. 2.**

Tableau IV.10. Les vérifications des fuseaux de passage.

Position (m)	0	L/8	L/4	L/2
e ₁	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e ₂	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
e _p	-0,095	-0,207	-0,650	-0,954
vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

NB : Le câble moyen est à l'intérieur du fuseau de passage.

IV.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

IV.7.1.1. Vérification des contraintes normales [1]

$$\begin{aligned} \rightarrow \text{Fibre supérieure :} & \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{M_p \times v}{I} + \frac{M_G \times v}{I} \\ \rightarrow \text{Fibre inférieure :} & \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{M_p \times v'}{I} + \frac{M_G \times v'}{I} \end{aligned}$$

La vérification des contraintes s'effectue en cinq étapes :

- ❖ **1^{ère} étape :** (Phase de construction)
 - Mis en tension de câbles 1 et 2 à 50%.
 - $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ et $f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$
 - Section à considérer : poutre seule.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MPa}$.
- ❖ **2^{ème} étape :** (Phase de construction)
 - Mis en tension de câbles 1 et 2 à 100%.
 - $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ et $f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$
 - Section à considérer : poutre seule.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MPa}$.
- ❖ **3^{ème} étape :** (bétonnage de la dalle)
 - Poids propre du béton frais $Q = 8,928 \text{ KN/m}$.
 - Section : poutre seule.
- ❖ **4^{ème} étape :** (mis en tension de câble d'extrados).
 - Section : poutre + dalle.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MN}$.
 - σ_{1s} : la contrainte dans la fibre supérieure de la poutre.
- ❖ **5^{ème} étape :** (l'ouvrage est en service)
 - Section : poutre + dalle.
 - Chargement sous le moment max du groupe de charge (G+D₂₄₀).

Les résultats de la justification des contraintes normales sont illustrés dans le tableau en Annexe.

IV.7.1.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente maximale au niveau du centre de gravité d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{max} = \frac{V_{red} \times S_0}{I \times b_G}$$

Avec :

V_{red} : l'effort tranchant réduit ($V_{red} = V - p \times \sin \alpha$)

S_0 : Moment statique de la partie située au-dessus de la fibre moyenne.

I : Moment d'inertie de la section par rapport au CDG.

b_G : la largeur nette de la section au niveau de CDG.

Z : le bras de levé

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissibles à calculer [2] :

$$\rightarrow \text{Rupture par fissuration :} \quad \bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

→ Rupture par compression-cisaillement $\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$

La contrainte admissible de calcul est donnée par : $\bar{\tau} = \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$.

Tableau IV.11. Les contraintes tangentielles

	2ème étape		3ème étape		4ème étape		5ème étape	
Abscisse (m)	0,000	4,675	0,000	4,675	0,000	4,675	0,000	4,675
Vg (MN)	0,245	0,170	0,395	0,284	0,395	0,284	0,493	0,355
Vq (MN)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,342	0,261
S (m3)	0,164	0,139	0,164	0,139	0,276	0,242	0,276	0,242
z (m)	1,028	1,119	1,028	1,119	1,216	1,241	1,216	1,241
bg (m)	0,420	0,280	0,420	0,280	0,420	0,280	0,420	0,280
Vp(MN)	0,642	0,467	0,660	0,467	0,642	0,956	0,642	0,956
Vr (MN)	-0,397	-0,297	-0,265	-0,183	-0,247	-0,672	0,193	-0,340
τ max (MN)	-0,927	-1,109	-0,619	-0,683	-0,492	-2,130	0,385	-1,077
τ adm (MN)	2,848	3,076	2,848	3,076	2,889	3,043	2,889	3,043
	Vérifié		vérifié		vérifié		vérifié	

IV.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

- Calcul de \bar{N}_u :

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot A_p$$

1^{ère} famille : $P_{m_1} = (1415,7 - 336,840) * 2 * 1800 * 10^{-6} = 3.884 \text{ MN}$

2^{ème} famille : $P_{m_2} = (1415,7 - 336,840) * 1 * 1800 * 10^{-6} = 1.942 \text{ MN}$

D'où : $N_u = P_{m_1} + P_{m_2} = 5,826 \text{ MN}$
 $M_u = 1,35 \text{ MG} + 1.5 \text{MD}240 = 8,945 \text{ MN.m}$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

1^{ère} itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B , $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.

Nous obtenons :

$$\bar{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s * \sigma_s - n * A_p * \sigma_p$$

$$\bar{N}_u = 0,4528 * \frac{0,85 * 35}{1,5} - 0,000615 * \frac{500}{1,15} - 3 * 0,0018 * 219,84$$

$$\bar{N}_u = 7,511 \text{ MN} \geq N_u = 5,826 \text{ MN}$$

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de A, $\epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$ et garde ϵ_s .

2^{ème} itération :

Nous supposons que $\bar{N}_u = N_u$, nous recherchons B(y)

$$\bar{N}_u = 5,415 \text{ MN} \approx N_u = 5,826 \text{ MN.} \quad \text{(Vérifiée).}$$

• Calcul de \bar{M}_u / A_p :

$$\bar{M}_u = 0.348 * \frac{0.85 * 35}{1.5} * 1,454 - 0,000615 * \frac{500}{1.15} (1.70 - 1.63) = 13,035 \text{ MN.m}$$

$$\bar{M}_u = 13,035 \text{ MN.m} > M_u = 8,945 \text{ MN.m} \quad \text{(Vérifiée).}$$

Donc : Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

IV.9. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINALE

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

IV.9.1. Armatures de peau

Dans le cas où $h > 80$ à 100 cm (poutre de grande hauteur), il faut prévoir des «armatures de peau» réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne.

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations température. Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien les répartir [3].

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{array} \right.$$

$$B(\text{poutre}) = 0.57 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 5,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \{3 ; 5,7\} \Rightarrow A_{\min} \geq 5,7 \text{ cm}^2$$

On opte pour les armatures suivantes : **4HA14** ($A_{\min} 6,16 \text{ cm}^2$).

IV.9.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. [3]

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{ij}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

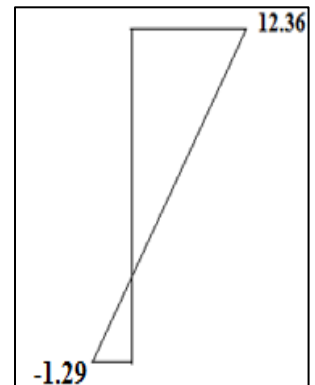
Avec :

B_t : Air du béton tendu.

N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : La limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500 \text{ MPa}$



D'après le diagramme obtenu on constate qu'on a besoin de ferrailage dans la zone tendue d'une section $A_s = 1.685 \text{ cm}^2$.

On opte un ferrailage de **3 HA 12** ($A_s = 3.36 \text{ cm}^2$).

IV.10. ARMATURES TRANSVERSALES

Dans le cas courant, la formule de calcul des aciers transversale passive est donnée par la formule suivante [2] :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \tan \beta_u$$

Avec :

A_t : Somme des aires droites des aciers d'un cours d'armature passives transversales.

S_t : Espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

α : Inclinaison de ces aciers avec la fibre moyenne de la poutre $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

σ_u : Contrainte ultime de la section droite au point calculé (CDG).

❖ **Calcul de l'effort tranchant ultime**

$$V_{ru} = 1,35.V_G + 1,5.V_Q - P \sin \alpha$$

$$V_{ru} = 1,35 \times 0.502 + 1,5 \times 0.35 - 1.94 * (\sin(6) + \sin(13)) = \mathbf{0.565 MN}$$

D'où le cisaillement ultime : $\tau_u = \frac{0.565}{0.46 \times 1.04} = 1.18 MN$

Avec :

$$Z = 1.04 m \quad Et \quad b_n = 0.46 m$$

L'inclinaison des bielles est telle que : $\tan 2\beta_u = \frac{2.\tau_u}{\sigma_u} = \frac{2 \times 1.18}{8.28} = 0.285$

Avec : $\sigma_u = P/S \rightarrow \sigma_u = 7.62/0.92$

$$\beta_u = 8^\circ < 30^\circ \quad (\text{Limité à } 30^\circ)$$

❖ **Détermination des armatures verticales**

$$\frac{A_t}{0.46 \times S_t} \times \frac{500}{1.15} \geq \left(1.18 - \frac{2.7}{3}\right) \tan 35 \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2074 \text{ cm}^2/m$$

Le pourcentage minimal à disposer est donné par l'équation suivante :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,6 \cdot \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 0,46 \times 1,15}{500} \times 10^4 = \mathbf{6.348 \text{ cm}^2/m}$$

Nous considérons donc un cadre **HA12** avec un écartement de **15 cm** à l'appui et sur une longueur de **h/2 = 0.75 m** et un espacement de **35 cm** à mi- travée.

❖ **L'écartement maximum des cadres**

Espacement S_t est limitée par $S_t \leq \text{Min} (0.8 h ; 3b_0 ; 1 m) = \text{Min} (1.2 ; 1,5 ; 1) = 100 \text{ cm}$. $S_t = 35 \leq 100 \text{ cm}$ (vérifiée).

❖ **Justification de la compression de la bielle de béton**

La formule approchée s'écrit par : $\tau_u = 1.075 \leq \frac{f_{cj}}{6} = \frac{35}{6} = 5,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$

IV.10.1.1. Cadre du talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon [4].

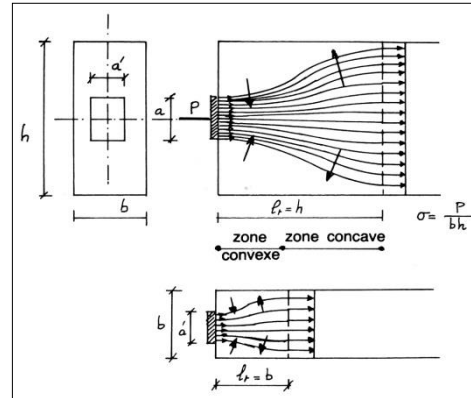
On prend un cadre de **HA12** avec le même espacement des armatures verticales.

IV.10.1.2. Armatures de couture de la membrure supérieure

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression [4]. On prend un cadre de **HA10** et deux demi-épingles de gousset.

IV.11. ETUDE DE LA ZONE D'ANCRAGE A L'ABOUT

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance l_r appelé longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de Saint-venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire [2].



de

Figure IV.1. Diffusion de la précontrainte ligne de force

Il y a donc lieu de procéder dans cette zone :

- Des vérifications des contraintes de cisaillement dans le béton permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures ;
- La détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et a l'introduction des forces de précontraint dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : **tendue.**
- Une zone intermédiaire : **comprimée.**
- Une zone d'éclatement : **tendue.**

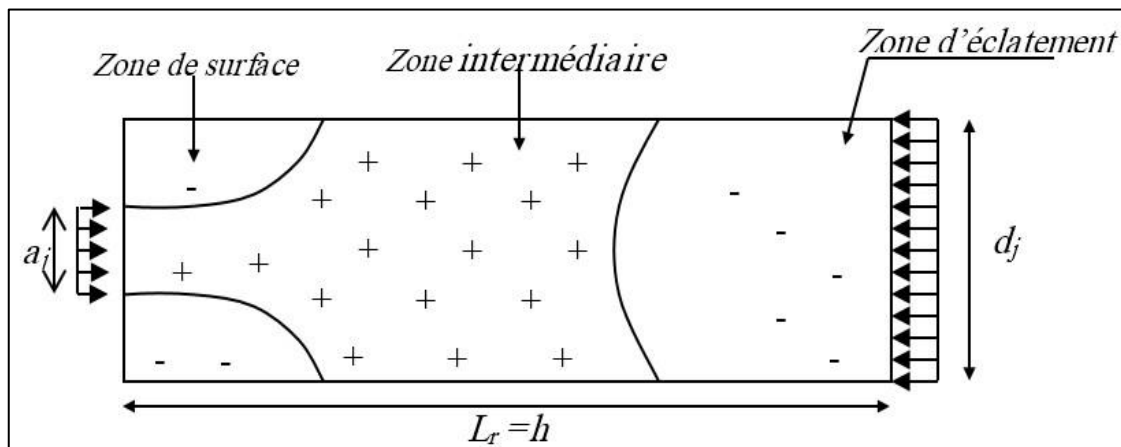


Figure IV.2. Zone de concentration des contraintes.

❖ **Calcul des zones de régularisation [2]**

$d_j = d_{\min} = \min(2 \times 0.7; 0.5) = 0.5 \text{ m.}$

IV.11.1. Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage pour frettage de surface A_s donnée par la formule : $A_s = 0.04 \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s\lim}}$

Avec : $P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} * A_p$ Et $\sigma_{s\lim} = \frac{2}{3} f_e$.

$P_j (MN)$	2.54826	Verticale
$\sigma_{s\lim} (MPa)$	333.33	
$f_e (MPa)$	500	
$A_s (cm^2)$	3.0579	
→	2 HA 14	

$P_j (MN)$	2.54826	horizontale
$\sigma_{s\lim} (MPa)$	333.33	
$f_e (MPa)$	500	
$A_s (cm^2)$	6.1158	
→	4HA 14	

IV.11.2. Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression. [2] : $\sigma_{cj} = \frac{P}{b.d_j} < \frac{2}{3} f_{cj}$

	$P_{j_0} (MN)$	$b (m)$	$d_j (m)$	$f_{cj} (MPa)$	$\sigma_{cj} (MPa)$	$2/3 f_{cj} (MPa)$	Interpretation
7 jours	2.54826	0.5	0.5	23.17	5.096	15.44	vérifiée
28 jours	2.54826	0.5	0.5	35	10.19	23.33	vérifiée

IV.11.3. Zone d'éclatement

IV.11.3.1. Vérification des contraintes d'éclatement

La contrainte de traction du béton σ_{tj} doit vérifier [2]:

- * Plan vertical : $\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P}{b.d_j} \leq 1.25 f_{tj}$
- * Plan horizontal : $\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a_j}{b}\right) \times \frac{P}{b.d_j} \leq 1.25 f_{tj}$

	A 7 Jours							Interpretation
	$P_{j_0} (MN)$	$a_j (m)$	$b (m)$	$d_j (m)$	$f_{tj} (MPa)$	$1.25 f_{tj} (MPa)$	$\sigma_{tj} (MPa)$	
Plan horizontale	2.548	0.27	0.5	0.5	1.991	2.488	1.172	Vérifiée
Plan verticale	2.548	0.27	0.5	0.5	1.991	2.488	1.172	Vérifiée
	A 28 Jours							
Plan horizontale	2.548	0.27	0.5	0.5	2.7	3.375	2.3443	vérifiée
Plan verticale	2.548	0.27	0.5	0.5	2.7	3.375	2.3443	vérifiée

IV.11.3.2. Ferrailage d'éclatement A_e

La section d'acier à disposer dans la zone d'éclatement et : $A_e = \max(A_{se}; A_{s0})$.

❖ Plan vertical

Telle que :

$$A_{se} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times P}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{0,27}{0,5}\right) \times 2,54}{1 \times 333,33} \times 10^4 = 8,763 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0} = \frac{0,15 \times P}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{0,15 \times 2,54}{333,33} \times 10^4 = 11,43 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_e = \max(8.763; 11,43) = 11,43 \text{ cm}^2$.

Soit 3 cadres HA16, $A_s=12.064 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d’ancrage.

❖ Plan horizontal

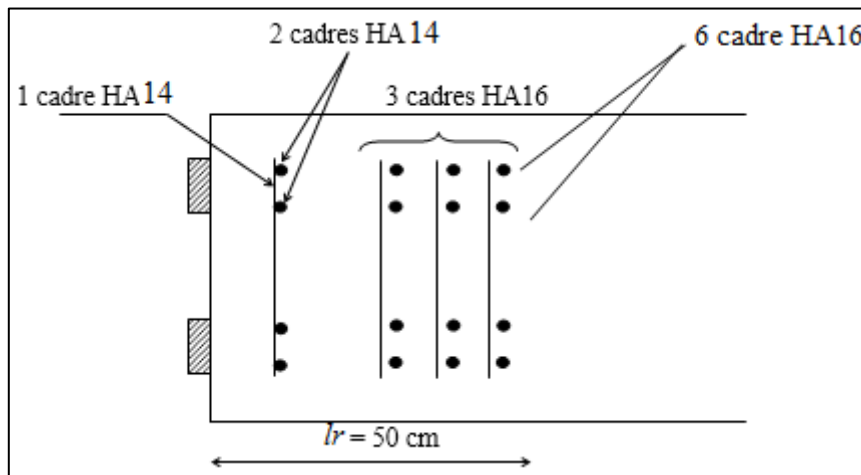
Telle que :

$$A_{se} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times 2 \times P}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{0,27}{0,5}\right) \times 2 \times 2,54}{1 \times 333,33} \times 10^4 = 17,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0} = \frac{0,15 \times 2 \times P}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{0,15 \times 2 \times 2,54}{333,33} \times 10^4 = 22,86 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_e = \max(17,53; 22,86) = 22,86 \text{ cm}^2$

Soit 6 cadres HA16 = 24.128 cm² à repartir sur une longueur de 0,5 m à partir de l’about autour de chaque plaque d’ancrage.



IV.12. CALCUL DES DEFORMATIONS

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

IV.12.1. Calcul des flèches et contre flèches

IV.12.1.1. Flèche due au poids propre

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_G = \frac{5ql^4}{384E_v I}$

Avec :

$L = 34 \text{ m}$

$q = 23,67 \text{ KN/ml}$

$I = 0,28$

$E_v = 11993,91 \text{ MPa}$

$$f_G = \frac{5 \times 0,02367 \times 34^4}{384 \times 11993,91 \times 0,28} = 0,1226 \text{ m}$$

$f_G = 12,26 \text{ cm.}$

IV.12.1.2. Contre flèche de précontrainte

À cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \frac{2}{I_{eq}E_v} \int_0^l M_P(x)\bar{M}dx$$

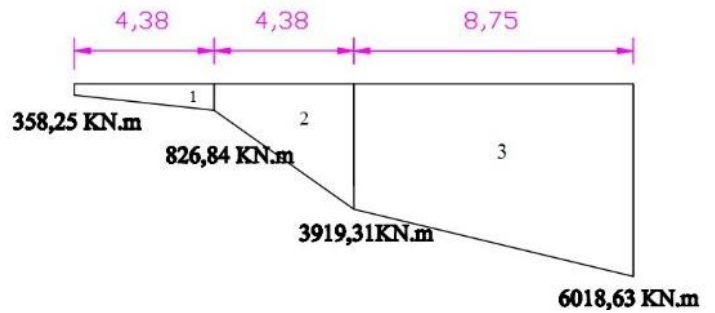
$$M_P(x) = N \times e_p ; \quad N_i = \sum P_i \times \cos\alpha_i ; \quad P_i = (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{TOT}). A_P.$$

Ces moment sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Calcul des moments au (milieu, quart, l'appui)

SECTION	$N_i = \sum P_i \times \cos\alpha_i$ (MN)		e_p (m)		$M_P(x) = N \times e_p$ (MN.m)
	N1	N2	e_{p1}	e_{p2}	
0	3,8111	0	-0,094	0	-0,3582
4,375	3,9373	0	-0,21	0	-0,8268
8,75	4,0043	1,9241	-0,825	-0,32	-3,9193
17,5	4,2223	2,0635	-1,01	-0,85	-6,0186

\bar{M} :Diagramme du moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.



$$X_G = \frac{h}{3} \left(\frac{2B + b}{B + b} \right)$$

$$X_{G1} = \frac{4,375}{3} \left(\frac{2 \times 0,8268 + 0,3582}{0,8268 + 0,3582} \right) = 2,476m.$$

Tableau IV.13.Calcul du moment statique

Aire	$h(m)$	Aire de trapèze (m^2)	$X_G(m)$	$S_{\Delta/AB}(m^3)$
1	4,375	2,592	2,4758	6,418
2	4,375	10,382	2,6626	27,644
3	8,75	43,479	4,68306	203,613
$\sum S_{\Delta/AB}$				237,6746

$$f_p = \frac{2 \times 237,6746}{11993,91 \times 0,28} = 0,1415 m$$

$$f_p = -14,15 cm$$

IV.12.1.3. Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240

Le maximum est dû au convoi D240 à mi- travée $M_q=2117,14 KN.m$

$$f_{D240} = \frac{5ql^4}{384E_vI} = \frac{5 \times 0,01465 \times 34^4}{384 \times 35981,729 \times 0,28} = 0,0253 m$$

$$f_{D240} = 2,53 cm$$

IV.12.1.4. Flèche due à la Construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (0,1415 - 0,1226) = 0,01418 \text{ m.}$$

IV.12.1.5. La flèche totale :

- **En service à vide**

$$f = f_G + f_p + f_c = -0,47 \text{ cm}$$

- **En service en charge**

$$f = f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 2,06 \text{ cm.}$$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 2,06 \text{ cm}$
 La flèche admissible : $(L/500 = 7\text{cm})$ doit être supérieur à la flèche calculée (2,06cm)
 Donc : la condition est vérifiée.

IV.12.2. Calcul des rotations

IV.12.2.1. Rotation sous le poids propre

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24 \times E_v I}$$

I: moment d'inertie (poutre + hourdis)à l'about.

$$I = 0,3316 \text{ m}^4.$$

$$E_v = 11993,91 \text{ MPa.}$$

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24 \times E_v I} = \frac{0,02367 \times 34^3}{24 \times 11993,91 \times 0,3316} = 9,75 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

IV.12.2.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2E_v I} \int_0^l M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (flèche) :

$\int_0^l M dx$: Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\text{Surface d'ABGH : } \int_0^l M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2(56,45) = 112,9 \text{ m}^2$$

$$\theta_p = \frac{112,5}{2 \times 11993,91 \times 0,28} = -0,0168 \text{ rd}$$

IV.12.2.3. Rotation sous surcharge D240

La rotation est donnée par :

$$\theta_{D240} = \frac{P\alpha(3l^2 - \alpha^2)}{48E_i I}$$

α : Longueur de la surcharge D240 ; $\alpha = 18,6 \text{ m.}$

P: Surcharge répartie/ml ; P = 129 KN/ml.

$$\theta_{D240} = \frac{0,129 \times 18,6 \times (3 \times 34^2 - 18,6^2)}{48 \times 35981,729 \times 0,28} = 0,01549 \text{ rd.}$$

IV.12.2.4. Rotation total :

- **En service à vide**

$$\theta = \theta_G + \theta_P = -7,06 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

- **En service en charge**

$$\theta = \theta_G + \theta_P + \theta_{D240} = 8,42 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$



CHAPITRE V

ETUDE DE L'HOURLDIS



ENSTP 2017/2018

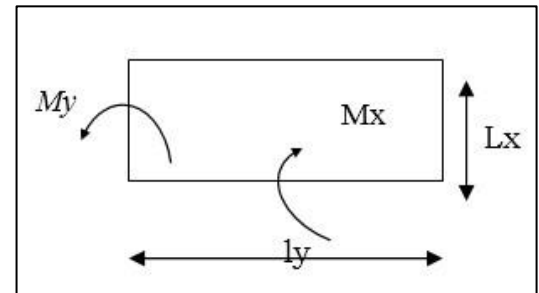
CHAPITRE V. ETUDE DE L'HOURLDIS

V.1. INTRODUCTION

La flexion générale est due à la flexion longitudinale des poutres qui entraînent dans leurs déformations la dalle.

M_{xx} : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales ;

M_{yy} : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales.



V.1.1. Calcul des moments

Le tablier a été modélisé par le logiciel Robot structural Analysis Version 2014 en configuration tridimensionnel modèle coque.

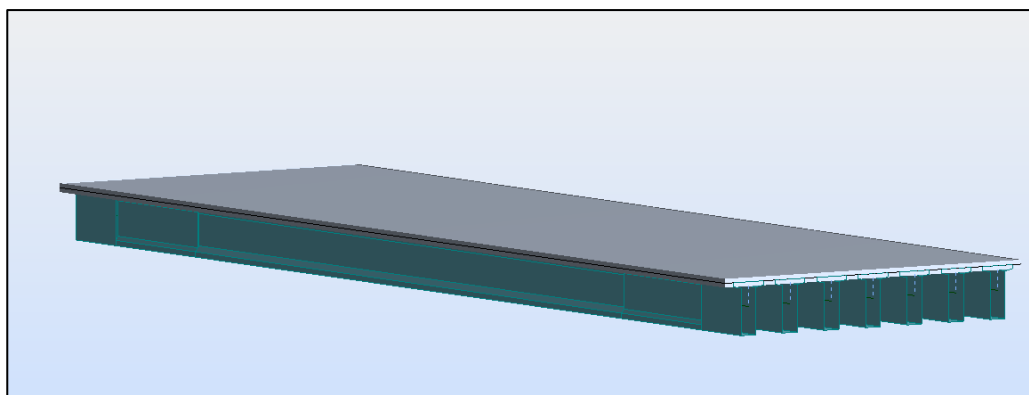


Figure V.1. Modèle du tablier en 3D.

Tableaux ci-dessous récapitulent les différentes sollicitations pour la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable, voir les figures cartographiques en Annexe D.10-13.

Tableau V.1. Sollicitation de la dalle à l'ELS.

ELS		M_{xx} (KN.m/m)	M_{yy} (KN.m/m)
$G+D_{240}$	En appuis	-9,18	-45,72
	En travée	72,53	50,78

Tableau V.2. Sollicitation de la dalle à l'ELU.

ELU		M_{xx} (KN.m/m)	M_{yy} (KN.m/m)
$1.35G+1.35 D_{240}$	En appuis	-12,39	-61,73
	En travée	98,89	68,56

V.1.2. Ferrailage de l'hourdis

Le calcul de section se fait en flexion simple dans le sens X ainsi dans le sens Y pour pouvoir déterminer le grillage de ferrailles à utiliser.

	b (cm)	h (cm)	A_{s1} (cm ²)	choix des barres	St (cm)	A_{s2} (cm ²)	choix des barres	St (cm)
Sens- X	100	25	15,3	5HA20	20	5,6	5HA14	20
Sens- Y	100	25	11,5	6HA16	16	9,2	6HA14	16

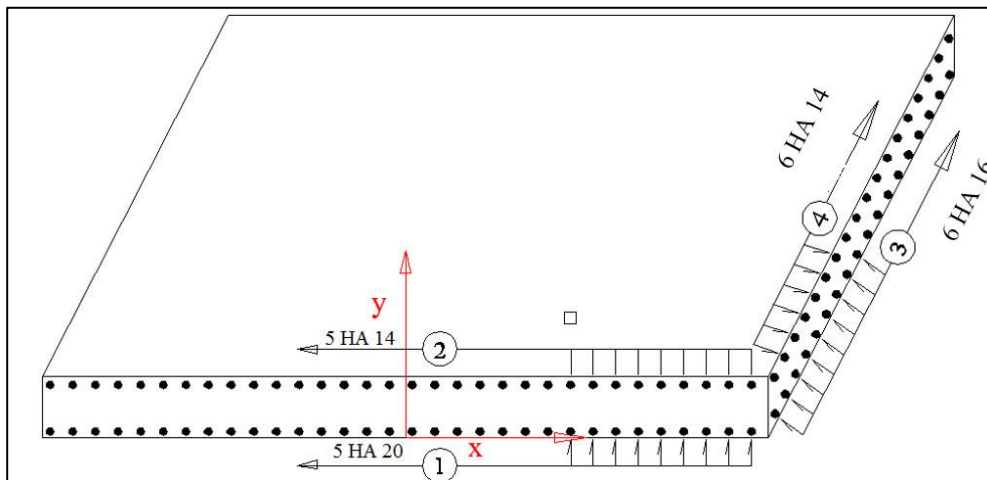
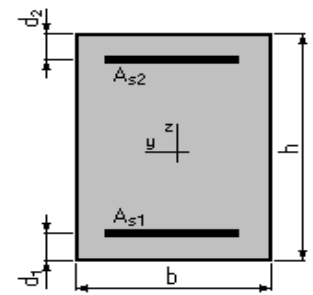


Figure V.2. Ferrailage de la dalle dans les sens X et Y.

V.2. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

De nos jours, les poutres dans le tablier des ponts à poutres sont préfabriquées.

L'emploi des entretoises complique l'exécution, puisque la technique de la préfabrication a pour but d'éviter de mettre un échafaudage au sol (étaie). Lorsque les poutres sont mise en place, le coulage des entretoises sans étaie n'est aisé que pour les entretoises sur appui (utilisation de l'appui tel que le chevêtre pour l'exécution des entretoises). Ainsi, dans ce type de pont, on ne conçoit que des entretoises d'appui.

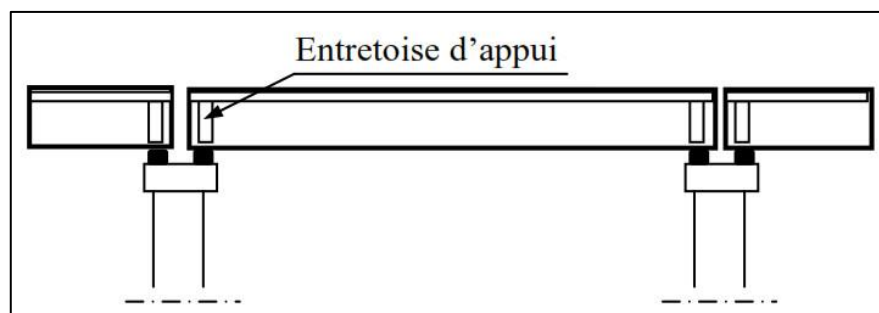


Figure V.3. Schéma représentant l'entretoise d'appui pour un pont à poutre isostatique.

Il est vrai que ces entretoises d'appui solidarissent la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui. En effet les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté. Leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à l'aide des vérins. C'est pourquoi on appelle opération de vérinage. Des vérins sont placés sur la tête des appuis (tel que chevêtre), et sous les entretoises d'appui. A ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Les bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis.

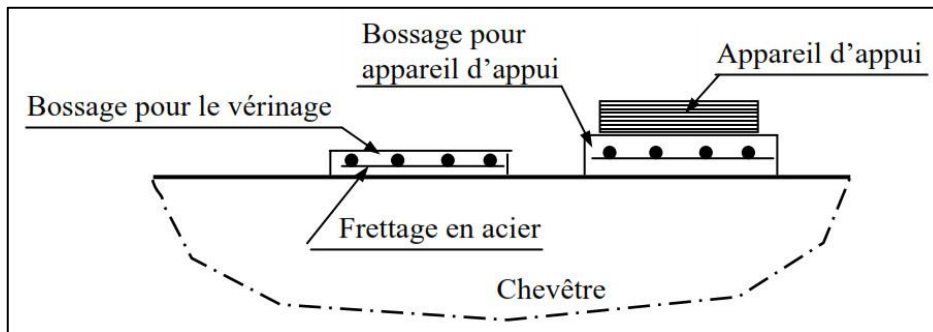


Figure V.4. Bossage pour vérinage et pour appareil d'appui.

Lors du vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Ainsi, l'entretoise est calculée comme une poutre supportant son poids propre (répartie) et le poids propre de la superstructure (équipement) des hourdis et des poutres principales à travers ce dernier (charge concentrée). Le schéma statique dépend du nombre des vérins employés.

On prévoit pour notre cas de tablier plusieurs possibilités de vérinage, avec 3 ou 6 vérins. Toutefois le choix de la méthode de vérinage est propre à l'entreprise de réalisation de cette opération, L'entretoise est calculée à la flexion simple schématisée comme une poutre continue pour le cas de 3 et 6 vérins, elle reçoit son poids propre $G_{ent} = 6.1 \text{ kN/m}$ et le poids transmis à travers les poutres principales $G_p = 502.71 \text{ kN}$ sous le schéma suivant :

L'entretoise est considérée comme une poutre continue sur 3 appuis avec 2 petites consoles. Lorsque le nombre des poutres est pair, le vérin intermédiaire est placé au milieu de l'entretoise.

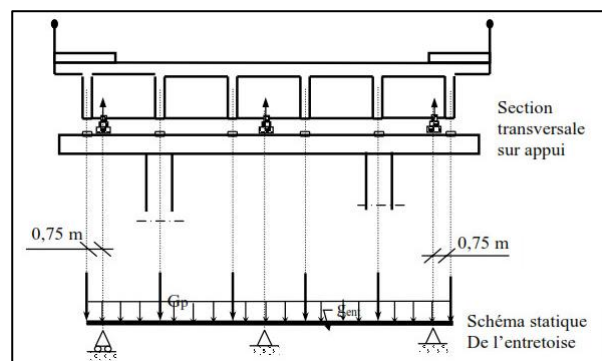


Figure V.5. Schéma de vérinage dans le cas de 3 vérins avec nombre d'entretoise impaire.

Dans ce cas, l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La résolution est effectuée soit par la méthode des 3 moments, soit par des logiciels de calcul de poutre continue.

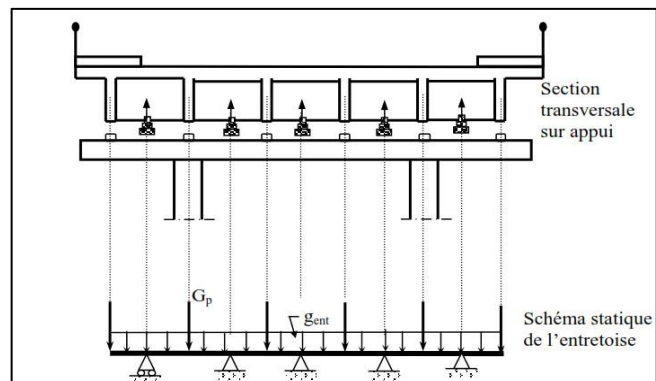


Figure V.6. Schéma de vérinage dans le cas de 5 vérins.

Pour notre cas, lorsque ce nombre d'entretoises est paire, on a installé 6 vérins un pour chaque entretoises.

V.2.1. Diagrammes des efforts

Le calcul des sollicitations est réalisé par le logiciel Robot.

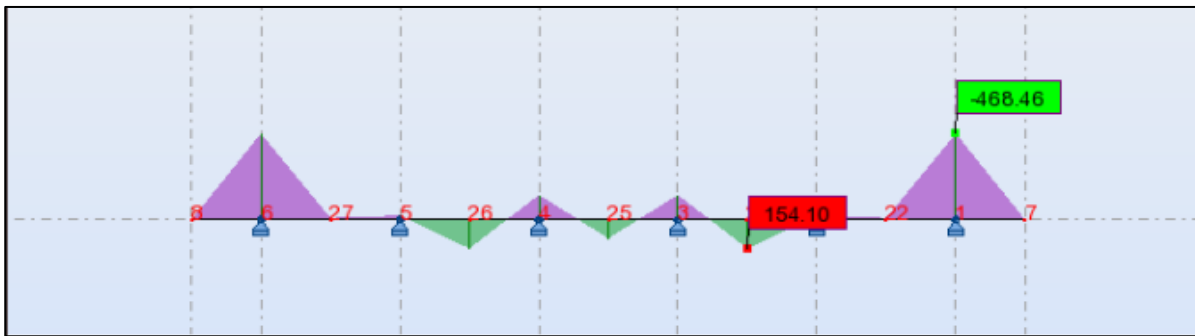


Figure V.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

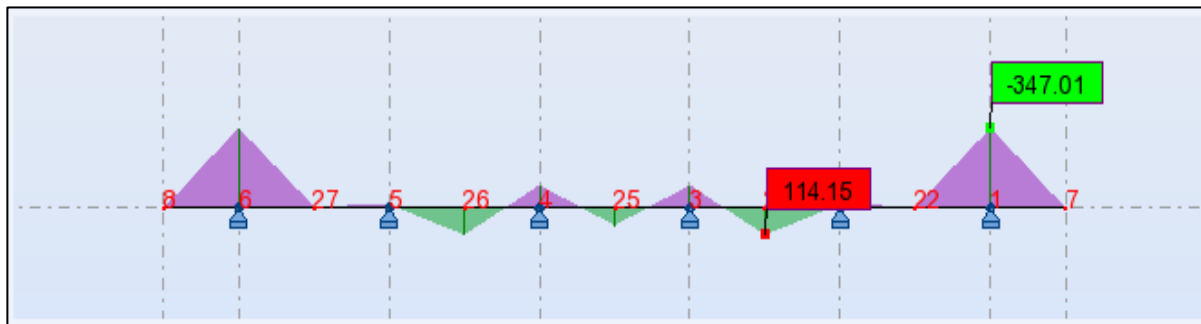


Figure V.8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

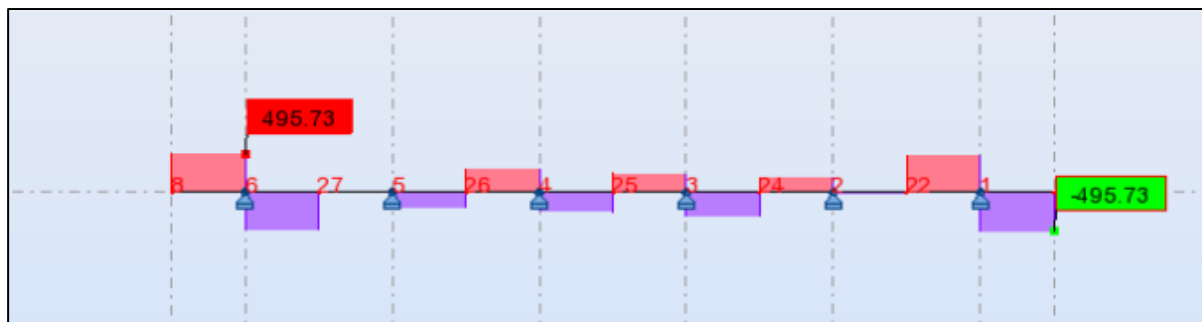


Figure V.9. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

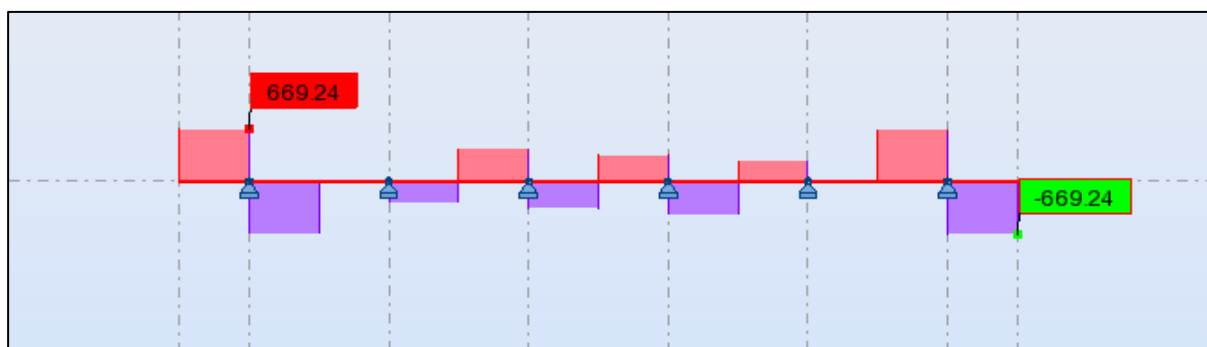


Figure V.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

V.2.2. Ferrailage de l'entretoise

Le calcul du ferrailage est réalisé par le logiciel Robot Expert sous les prescriptions sur les hypothèses du BAEL91(99).

- $b_f = 30$ (cm)
- $b_w = 30,0$ (cm)
- $h = 125,0$ (cm)
- $h_f = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)

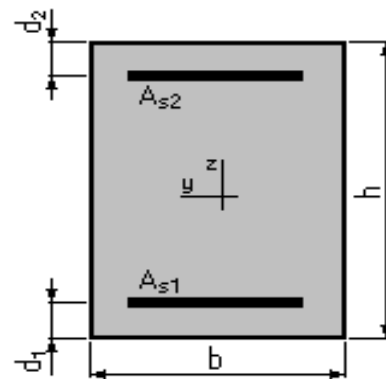


Figure V.11. La Section transversale de l'entretoise

Tableau V.3. Récapitulatif du ferrailage de l'entretoise.

Nombre de vérins	statut	Moment (kN.m)				Effort tranchant ELU (kN)	Ferrailage longitudinale théorique (cm ²)			Ferrailage adopté				Ferrailage transversale
		ELU		ELS			As min	As1	As2	arm-inf.	As	arm-sup	As	Ast
6	Symétrique	-468.46	154.1	-347.01	114.15	669.24	4.2	4.2	12.7	1 nappes 3 HA12	6.79	1 nappes 3 HA20+ 1 nappes 3 HA14	14.04	Cadre : St=10

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.2**)

V.3. EQUIPEMENT DU PONT

V.3.1. Définition

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, par ce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas généralement liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonction.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

V.3.2. Appareils d'appuis

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux [5]. On a opté alors pour le type élastomère fretté comme 1^{er} choix.

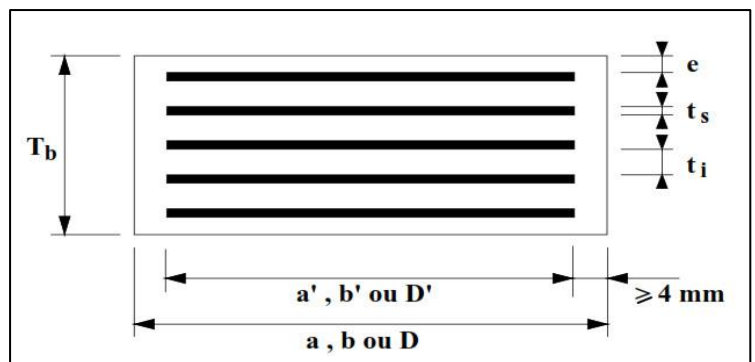


Figure V.12. Les dimensions de l'appareil d'appui type B.

V.3.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui [6]

a) Aire de l'appareil d'appui

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

a : Côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

σ_{ap} : La contrainte de compression de l'appareil ; σ_{ap} est limitée à 150 kg/cm²

On doit vérifier les conditions suivantes :

→ La condition non cheminement. $\sigma_{min} = N_{min} / a \cdot b \geq \bar{\sigma} = 2 \text{ MPa}$.

→ La Condition de non écrasement. $\sigma_{max} = N_{max} / a \cdot b \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$.

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touché par les efforts tranchants engendre une réaction maximale $N_{max} = 0,852 \text{ MN}$, et minimale $N_{min} = 0,507 \text{ MN}$ donc :

$$\frac{N_{max}}{15} \leq a \times b \leq \frac{N_{min}}{2} \rightarrow 0,06 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,25 \text{ m}^2.$$

On prend $a = 40 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$ ce qui donne $a \times b = 0,2000 \text{ m}^2$.

b) Hauteur T de l'élastomère

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand coté de l'élastomère.

Ce qui donne : $40 \text{ mm} \leq T (\text{mm}) \leq 80 \text{ mm}$, on prend : $T = 80 \text{ mm}$, $t_i = 8 \text{ mm}$,
 $e = t_i / 2 = 4 \text{ mm}$

V.3.2.2. Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes selon l'RPOA :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{S \times \sigma_e} \rightarrow t_s \geq \frac{40 \times 4,26}{9,26 \times 235} = 0,078 \text{ cm} = 0,78 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$.

On prendra : $t_s = 2 \text{ mm} \rightarrow 8$ frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2,5 \text{ mm}$

- 7 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t_i = 8 \text{ mm}$.
 - 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\frac{t_i}{2} = 4 \text{ mm}$.
 - 8 frettes intermédiaires d'épaisseurs : $t_s = 2 \text{ mm}$.
- $e = 7 \times 8 + 2 \times 4 + 8 \times 2 = 80 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui sous la poutre est : $(400 \times 500) \times 8 \cdot (8 + 2)$ Voir Annexe C..

V.3.2.3. Calcul des déplacements longitudinaux horizontaux

a) Déplacement dû au retrait et fluage

$$\Delta_{Ret+flu} = \varepsilon_{ret+flu} \times L/2 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_{ret+flu} = 7 * 10^{-4}$$

$$\Delta_{Ret+flu} = 0.012 \text{ m}$$

$$F_{Ret+flu} = (n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta_{Ret+flu}) / T \quad ==> \quad F_{Ret+flu} = 0.08 \text{ MN}$$

b) Déplacement à la température

$$\Delta_{ht} = \varepsilon_t \times L/2 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_t = 2 * 10^{-4} \quad ==> \quad \Delta_{ht} = 0.0034 \text{ m}$$

c) Effort à la température

$$F_{Ret+flu} = (n. G. a. b. \Delta_T)/T \implies F_{ht} = 0.023 MN$$

V.3.2.4. Vérification des appareils d'appui

a) Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \sigma_m = \frac{N_{max}}{a. b} = \frac{1,15}{0,4 \times 0,5} = 5,75 Mpa < 15 Mpa \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sécurité au flambement

$$\gamma_s \cdot Pu \leq Pc \quad \text{Avec } \gamma_s=3 \text{ sécurité ; } Pc = 4.G.B.S^2.d/h \implies 3.75 MPa \leq 24.31 MPa$$

...Vérifiée!!

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELA égale à 1.25 kN

$S = \frac{a.b}{2.ti.(a+b)}$	13.89	Unité	Facteur de forme
d	0,011	m	ti+ts
h	0,08	m	épaisseur de l'appareil d'appui
b	0,20	m ²	surface a*b
Pc	24,31	MN	la charge critique de flambement
Pu	1.25	MN	valeur maximale des charges verticales à l'ELA.

c) Limitation de la distorsion δ

On doit vérifier : $\delta < \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ pour $p = \frac{Pu}{Pc} < 0.25$

Tel que : $\delta_0 = c/hc, \text{ borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$ Et $\delta = Fsh/n aa$

AN : $\delta_0 = 5 \implies \text{on prend } \delta_0 = 2 \implies \text{Déplacement Max: } \delta_c = 1.73$

$\delta = 0.79 < \delta_c \dots \text{Vérifiée} .$

d) Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale : $H = \frac{F_s^H}{n_{aa}} < f \times N_{max}$ Avec $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$

$f = 0.18 \rightarrow 0.19 MN < 0.27 MN \dots \text{Vérifiée}.$

V.3.3. Dés d'appuis [6]

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur soit pile soit culée, ainsi pour rattraper le dévers du tablier.

V.3.3.1. Dimensionnement

Les dimensions ($a_1 ; b_1 ; h$) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 \geq a + \frac{h}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \geq b + \frac{h}{2}$$

$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0,22 m$ On prend **h = 0,25m** .

Alors : $a_1 \geq 0.51m$ & $b_1 \geq 0.72m \rightarrow a_1 = 0.55m$ & $b_1 = 0,75 m.$

V.3.3.2. Ferrailage du dé d'appui

➤ Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$N = 0,25N_{max}$$

N étant l'effort maximum, donc : $N_{max} = N_{ult max} = 1,15 \text{ MN}$.

Pour : $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = \frac{500}{1 \times 1,15} \Rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

Donc : $A_c = \frac{0,25 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_c = 6,61 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA14 = 7,7 cm² et S_t=16cm**.

➤ Armatures horizontale

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 : $N = 0,125N_{max}$.

Donc : $A_h = \frac{0,125 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_h = 3,31 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA10 = 3,93 cm²**.

➤ Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes, on distingue :

▪ Ferrailage de surface (frettes sup)

Ces armatures sont capables de reprendre 4% N_{max} .

Donc : $A_s = \frac{0,04 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_s = 1,06 \text{ cm}^2$; Soit **3HA8 = 1,51 cm²**, placées à la face supérieure des dés d'appui.

▪ Ferrailage intérieur ou ferrailage d'éclatement

Elles sont disposées sur une profondeur Z, tel que : $H/3 < Z < H$.

La section doit reprendre un effort de : $N = 0,1 N_{max}$.

Donc : $A_s = \frac{0,1 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_s = 2,65 \text{ cm}^2$; Soit **4HA10 = 3,14 cm² et S_t=15 cm**, disposées dans les deux sens.

V.3.4. Joint de chaussée

Notre ouvrage est composé de 3 travée isostatique avec une dalle continue, et possède une longueur totale de 105,4 mètres ; les joint de chaussée seront implanté au droit des deux culées.

V.3.4.1. Les actions à prendre en compte

Conformément aux Guide SETRA [7], les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage).

➤ La température

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L = L \times \alpha_T \times \frac{\Delta T}{2}$$

Sachant que :

ΔL : Variation de la longueur.

L : La longueur dilatable.

α_T : Coefficient de dilation.

ΔT : Différence de température.

$$\Delta L = 105 \times 10 \times 10^{-6} \times \frac{20}{2} \Rightarrow \Delta L_T = 1,01 \text{ cm.}$$

➤ **Déformations différées du béton (retrait, fluage)**

Le retrait et le fluage sont toujours des raccourcissements dont la valeur unitaire moyenne est prise égale, respectivement à 3×10^{-4} pour le retrait et à 2×10^{-4} pour la zone de notre ouvrage.

$$\frac{\Delta L}{L} = 5 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 105 / 2 \times 5 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_{RF} = 2,62 \text{ cm.}$$

V.3.4.2. Les charges d'exploitation

- Efforts horizontaux : freinage
- Mouvements horizontaux : (rotations d'about)
- Séisme

➤ **Le freinage**

$$\Delta L_{freinage} = \frac{T_{élastometre} \times F_{freinage}}{G \times S_{élastometre}} \Rightarrow \Delta L_{freinage} = \frac{0,08 \times 0,835}{9,26} \Rightarrow \Delta L_F = 0,72 \text{ cm.}$$

➤ **Séisme**

$$F_{s\acute{e}i/cul\acute{e}e} = \frac{K_{cul\acute{e}e} \times F}{K} \Rightarrow F_{s\acute{e}i/cul\acute{e}e} = \frac{21000 \times 7185,92}{69301,84} \Rightarrow F_{s\acute{e}i/cul\acute{e}e} = 2177,49 \text{ KN.}$$

$$\Delta L = \frac{F_{s\acute{e}i/cul\acute{e}e}}{K_{cul\acute{e}e}} \Rightarrow \Delta L = \frac{2177,49}{21000} \Rightarrow \Delta L_S = 10,37 \text{ cm.}$$

Ainsi, le souffle total est égal à :

$$\Delta L_{total} = 0,4 * \Delta L_T + \Delta L_{RF} + \Delta L_F + \Delta L_S / 3 \Rightarrow \Delta L_{total} = 0,404 + 2,62 + 0,72 + 3,05$$

$$\Delta L_{total} = 7,2 \text{ cm.}$$

V.4. CONCLUSION

Ainsi, l'étude du tablier est une étude indispensable dans un pont. Les charges qui seront appliquées sur le tablier seront transmises au sol par l'intermédiaire de l'infrastructure. Cette dernière sera étudiée en détail dans le chapitre suivant qui va inclure une étude sismique de l'ouvrage.



CHAPITRE VI

***ETUDE DE
L'INFASTRUCTURE***



ENSTP 2017/2018

CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.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 :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

VI.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).

VI.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile

VI.2.1.1. Choix de type de la pile

Il existe deux types de piles : pile voile et pile poteau (colonne). Nous avons opté pour la solution d'une pile poteau (chevêtre sur fut) qui permet une transmission régulière le long de la semelle de la charge importante du tablier et du trafic routier.

VI.2.1.2. Implantation des piles

La hauteur H des piles sont définies par :

$$H_{pile} = Côte_{projet} - Côte_{fondation} - (h_{appareil} + dé_{appui} + h_{tablier})$$

$$h_{appareil} + dé_{appui} = 0.25 + 0.08 = 0.33 \text{ m}$$

$$h_{tablier} = 1.75 \text{ m.}$$

Tableau VI.1. Positionnement et hauteur des piles.

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	PK 29+935	PK 29+970
$Côte_{projet}$ (m)	97,672	98,845
$Côte_{TN}$ (m)	83,64	83,59
$Côte_{Fondation}$ (m)	83,49	83,49
$Hauteur_{pile}$ (m)	12,075	13,23

VI.2.1.3. Pré-dimensionnement de la pile

En se basant sur les dimensions des appareils d'appui provisoires (cales en béton), définitives, les dimensions des emplacements des vérins, la section longitudinale.

On a opté pour cette section de pile massive ($\varnothing = 1,2 \text{ m}$), car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et le ferrailage), et on a pris en considération l'aspect esthétique.

Le dimensionnement de la pile dépend de trois facteurs importants :

- **Le fonctionnement mécanique** : le tablier est simplement appuyé, car les piles ne sont pas vraiment assez hautes.
- **La robustesse** : Vu que les hauteurs des piles sont peu importantes et du fait de la (non) sujétion de la pile aux chocs de véhicules, on opte pour des piles massives.
- **L'esthétique** : L'ouvrage est implanté dans une zone urbaine (centre-ville de la wilaya), ce critère est vraiment très déterminant.

A. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

Longueur : $L = 6 \times 1,4 + (2 \times 0,8) = 10 \text{ m}$.

Largeur : $E = 2 \cdot x + (0,1 + 0,375 \cdot 2 + 0,075 \cdot 2) = 2 \times 0,5 + 1 = 2,00 \text{ m}$

Hauteur : $1 \text{ m} \leq H \leq 1,6 \text{ m}$. $H = 1,20 \text{ m}$.

B. Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes : Un diamètre fixe à 1,20 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Positionnement et hauteur des fûts.

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	PK 29+935,00	PK 29+970,00
Hauteur _{Pile} (m)	13,974	15,147
Hauteur _{Fût} (m)	10,85	12,03

VI.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement

On prend les caractéristiques géométriques de la pile la plus élancée (Pile 1) :

$I_x = 1,6286 \text{ m}^4$; $I_y = 1,6286 \text{ m}^4$; $S = 4,52 \text{ m}^2$; $h = 12,075 \text{ m}$

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Où ;

l_f : la longueur du flambement

i : rayon de giration

$l_f = 2 \times h = 24,15 \text{ m}$

➤ **Dans le sens longitudinal**

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{24,15}{0,6} = 40,25 < 70$

(Condition vérifiée).

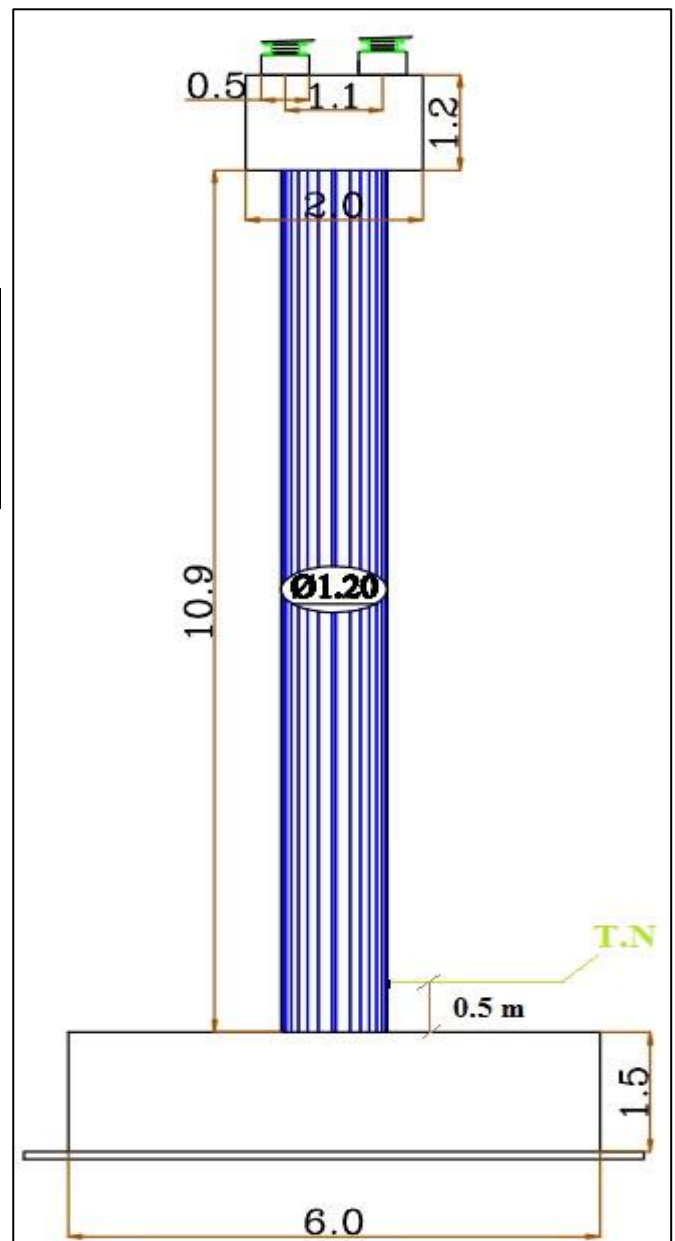


Figure VI-1- Détails de la pile.

➤ Dans le sens transversal

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{24,15}{0,6} = 40,25 < 70 \text{ (Condition vérifiée).}$$

VI.2.3. Evaluation des efforts de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encadrée dans la semelle de fondation.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs des différentes actions sollicitant la pile n°01.

Tableau VI.3. Efforts verticaux sollicitants la pile.

L'effort vertical	Valeur (KN)
Poids propre de la pile "Gp"	1649,58
Poids propre du tablier "Gt"	7038
Surcharge A(L)	1575,58
Surcharge Bc (2 voies)	1206,30
Surcharge M _{c120}	1306,92
Surcharge D ₂₄₀	2120,25
Surcharge S(T)	72,90

Tableau VI.4. Efforts horizontaux sollicitants la pile.

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Effort de freinage dû à l'A (L)	835,5
Effort de freinage dû au Bc	300

VI.2.4. Evaluation de l'effort sismique

L'Action sismique est prise en compte aussi bien dans l'étude de l'infrastructure « pile, culée » de l'ouvrage, que pour le calcul et le dimensionnement des appareils d'appui. Pour évaluer cette action et ses effets on introduit une analyse spectrale sur un modèle réalisé selon les Règles Parasismiques des Ouvrages d'Arts en Algérie (RPOA, 2008). Le pont projeté est un ouvrage important (Groupe 2), situé dans une zone de sismicité élevée (zone IIb), dont le site est classifié en catégorie S3 (site ferme)

L'action sismique est évaluée par le spectre de réponse élastique pour les composantes horizontales et la composante verticale, respectivement formulées :

$$S_a^H = \begin{cases} AS_g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta S_g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AS_g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AS_g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné par :

$$S_{ae}^v(T) = \begin{cases} \alpha A g (1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A g \eta (\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq T_{3.0s} \\ 2.5\alpha A g \eta (\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Tableau VI.5. Caractéristiques Dynamiques.

	SPECTRE HORIZONTALE	SPECTRE VERTICALE
Coef d'accélération de zone A	0,25	0,25
Période T1	0,20	0,20
Période T2	0,50	0,40
Coefficient de site S	1,20	1
Facteur η	1	1
Importance verticale α	--	0,7
Taux d'amortissement % ξ	5,0	
coefficient de comportement	1	

η : Facteur de correction d'amortissement soit $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \Rightarrow \xi = 5\%$.

La force sismique horizontale est évaluée selon l'RPOA sous :

$$F_s^H = M_t \cdot S_a^H$$

La force sismique verticale est évaluée selon le guide SETRA [8] sous :

$$R_s^V = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

Avec :

a : C'est l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie du site égale à 0,66.

b : Paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée, égale à 0.31.

μ et L : Respectivement, le poids linéique du tablier et la longueur de la travée.

Tableau VI.6. Récapitulatif du calcul sismique.

Direction	Masse (t)	Rigidité (kN/m)		Période (s)	Accélération spectrale Sa (m/s²)	déplacement (cm)		Force sismique (kN)
		$K_{pile+aa}^1$	K_{pile}^1			Tablier-sol	Pile-Sol	
Longitudinal	2173,60	$K_{pile+aa}^1$	14999,40	1,11	3,31	Tablier-sol	10,37	1555,30
		K_{pile}^1	23331,98			Pile-Sol	6,67	
		$K_{pile+aa}^2$	12302,40			Tablier-sol	10,37	1275,64
		K_{pile}^2	17398,74			Pile-Sol	7,33	
Vertical	2173,60	--		--	3,78	--	1278,61	

VI.2.5. Combinaison d'actions

Le tableau suivant résume les efforts maximaux :

Tableau VI.7. Sollicitations maximales sous combinaisons de l'ELS et l'ELU.

	V (KN)	H (KN)	M (KN.m)
<i>Chevêtre</i>	600	--	--
Fûts	914,35	--	--
<i>Tablier</i>	7038	245,62	2965,62
<i>D₂₄₀</i>	2120,5	--	--
<i>Freinage f_{bc}</i>	--	180	2173,5
<i>Freinage f_{A(l)}</i>	--	271,8	3273,33

▪ **À l'E.L.A**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- E (longitudinal) = $E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$
- E (transversal) = $E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$
- E (vertical) = $E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$

Selon le R.P.O.A également, la combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :

$$G + \Psi Q + E$$

Tel que :

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas, on prend le cas le plus défavorable : $Q = A(L)$, et Ψ égale à : 0 car l'ouvrage routier est implanté dans un site urbain.

Les valeurs des efforts maximaux de la combinaison sismique la plus défavorable dans la pile N°02 par fut, sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Les efforts sismiques maximaux de la combinaison la plus défavorable par fut.

Combinaison défavorable	Effort maximal	
	Fv (KN)	M (KN.m)
G + ΨQ + Elong	3063,8	4118,1

▪ **À l'E.L.U et à l'E.L.S**

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales sous combinaisons de l'E.L.U et l'E.L.S :

Tableau VI.9. Sollicitations maximales sous combinaisons de l'ELS et l'ELU.

Etat	Combinaison	Effort		
		Fv (KN)	Fh (KN)	M (KN.m)
ELU	1,35 (G+D₂₄₀)	4802,6	143,80	1308,16
	1,35 G+1,6 (A(l) + S(t))	4688,73	255,10	3079,9
ELS	G + D₂₄₀	3557,5	106,87	1290,5
	G + 1.2 (A(l) + S(t))	3480,9	190,30	2297,55

VI.3. FERRAILLAGE DE LA PILE

VI.3.1. Chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, une étude a la flexion et une a la torsion.

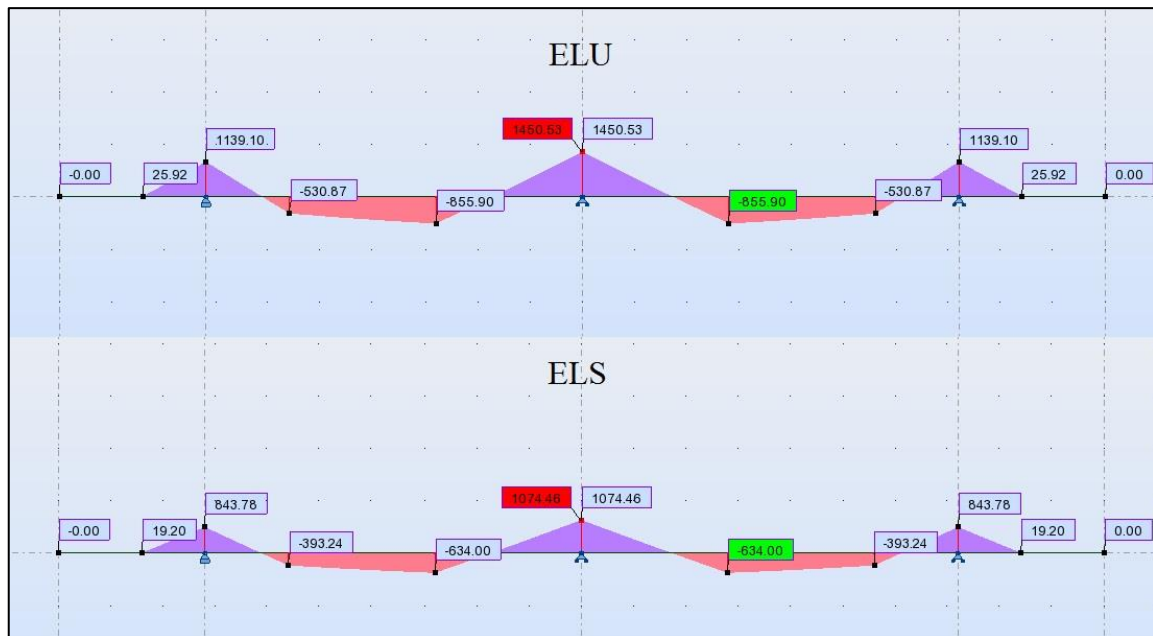


Figure VI.1. Coupe transversale de pile du pont.

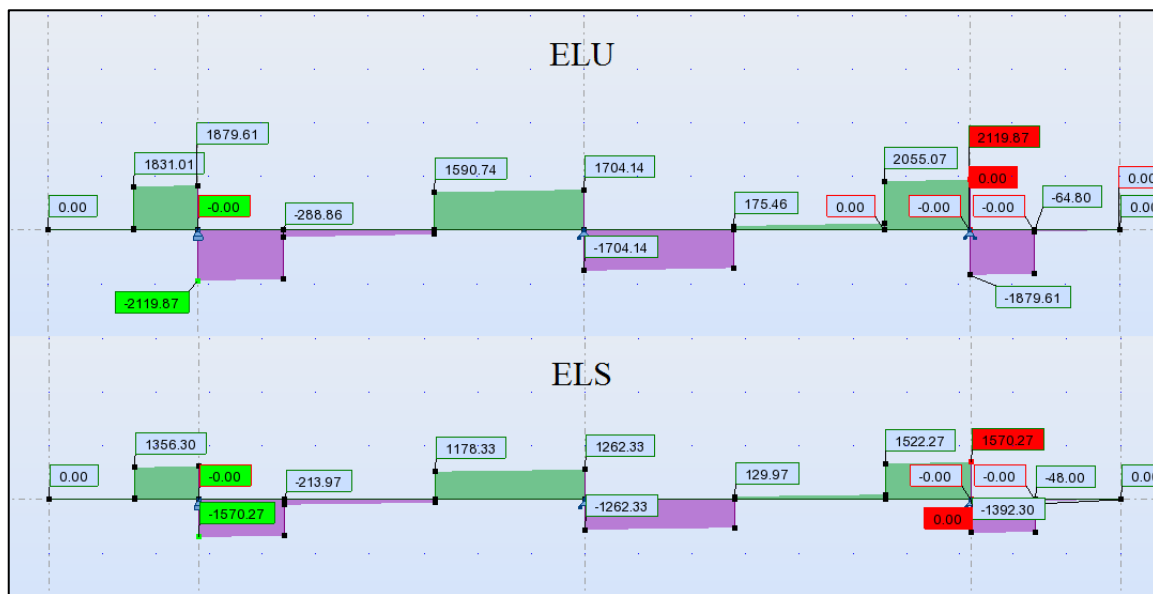


Figure VI.2. Coupe transversale de pile du pont.

VI.3.1.1. Armature longitudinale

Le calcul des sections d'armatures longitudinales a été fait à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT par chaque bande de 1 ml, et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Ferrailage du chevêtre longitudinal et la latérale.

Direction de ferrailage	Section	M (kN.m)			As min (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Ferrailage adopté	St (cm)
			Mmin	Mmax					
longitudinal	b=100 cm h=120 cm d ₁ = 5 cm d ₂ =5 cm	ELU	-1450,53	855,9	32.2	32.2	40.4	HA25	St sup=11 St inf =14
		ELS	-1074,46	634					
Latérale	b=100 cm h=120 cm d ₁ = 5 cm d ₂ =5 cm	TORSION	244,69		11.03	14,075		HA16	St= 15

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (Annexe D.3)

VI.3.1.2. Armature transversale

❖ Valeur limite de τ_u

D'abord on doit vérifier la condition sur la contrainte tangentielle τ_u

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d} < \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton

v_u : Effort tranchant maximum aux appuis à l'ELU

$$\tau_u = \frac{2.597}{2 * 0.9 * 1.2} = 1.202 < \min(3.52 ; 4 \text{ MPa}) \quad \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Section et écartement des armatures d'âme

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

γ_s : 1.15 cas de combinaison fondamentale.

$\tau_u = 1.202 \text{ MN}$.

K=1 en flexion sans reprise de bétonnage.

$\alpha=90^\circ$ inclinaison des armatures.

Tableau VI.11. Ferrailage transversal du chevêtre.

	Section	Effort (kN)	A _t (cm ²)	Ferrailage adopté	S _t (cm)
Calcul Section à l'effort tranchant + Torsion	b=100 cm h=150 cm d ₁ =5 cm	2119.87	5.88	4HA14	15 (zone critique) 20 (zone courante)

VI.3.2. Etude de futs

La pile est composée de trois fûts de 1,20m de diamètre et de 12,075 m de hauteur leur rôle est de transmettre aux fondations les sollicitations (M, V et H) provenant de la superstructure, les fûts sont sollicités par deux types de charges qui sont les suivantes :

- Une composante verticale (leur poids propre, charges et surcharges du tablier).
- Une composante horizontale (freinage, séisme et température).

VI.3.2.1. Armature longitudinale

Le ferrailage du fut est déterminé à partir de la combinaison la plus défavorable qui est égale à : G+ΨQ+Elong, telle que la pile est ferrillée en flexion composée.

Le calcul des sections d'armatures a été fait à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT, et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Section d'armatures longitudinales de fut.

Effort		A _{SL} (cm ²)	Choix des barres
N (KN/ml)	3063,8	143,6	18HA32
M (KN.m/ml)	4118,1		

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.4**)

❖ **Condition de non fragilité**

On a: $A_{s\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

$A_{s\ min} \geq 0,23 \times \frac{2,22}{500} \times 3,14 \times 1,2 = 46,17\ cm^2$ (Condition vérifiée).

VI.3.2.2. Armature transversal

Pour ce calcul, il est nécessaire d'approcher par défaut la section circulaire par une section carrée (b₀x b₀) ; La section d'armature transversale est estimée à partir :

$$I_c = I_{carré}$$

$$b_0 = \sqrt[4]{(12 * I_c)} \rightarrow b_0 = 1.05\ m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 2,7\ MPa;$$

Avec : $V_U = V_{ELA} = 341\ KN.$

D'où :

$\tau_u = \frac{0,341}{1.05 \cdot 0.945} = 0,344\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,7\ MPa$ (Vérifié) ;

$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \cdot \gamma_s \cdot \frac{\tau - 0,3\ K}{0,9\ f_e}$;

❖ **Espacement des armatures d'effort tranchant**

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

Donc ; $S_t = \text{Min} (0,9 \cdot d ; 40\ cm ; a + 10\ cm)$

Alors ; l'espacement est pris égal à : 20 cm.

D'où : $A_t \geq S_t \cdot \frac{b_0 \gamma_s \tau_u}{0,9 f_e} = 1.85\ cm^2$

❖ **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_t, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \min \geq \frac{S_t}{f_e} b_0 \left[\max \left(\frac{\pi u}{2}; 0.4 \right) \right]; \Rightarrow A_t \geq 1,68 \text{cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Soit des cerces en T16 espacées de 20 cm (4,02cm²).

VI.3.3. Les fondations

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

VI.3.3.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par la LNHC, les fondations peuvent en général être de type superficiel. Pour cette partie d'étude des fondations de la pile, on va étudier juste la fondation superficielle de la pile n°01.

VI.3.3.2. Caractéristiques géométrique de la fondation

La semelle prend les dimensions suivantes :

- L'épaisseur de la semelle : $e_s = 1.50 \text{ m}$.
- Longueur de la semelle : $L = 10 \text{ m}$.
- Largeur de la semelle : $B = 6 \text{ m}$.
- Béton de propreté $e = 10 \text{ cm}$.

VI.3.3.3. Evaluation des efforts à la base de la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propre de la semelle et des terres.

Tableau VI.13. Efforts verticaux et horizontaux sollicitants la pile.

L'effort vertical	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Poids propre de la pile "G _p "	1649,58	--	--	--
Poids propre du tablier "G _t "	7038	245,6	12,075	2965,62
Semelle	2250	--	--	--
Surcharge D ₂₄₀	2120,25	74	12,075	893,55
Freinage sous A(L)	--	278,5	12,075	3362,8875
Freinage sous B(c)	--	300	12,075	3622,5

a) Combinaison des efforts à Condition normale

A E.L.U 1,35G+kQ k = 1, 35 pour D₂₄₀, 1, 6 pour autres cas.

A E.L.S G+kQ k = 1 pour D₂₄₀, 1, 2 pour autres cas.

Tableau VI.14. Les combinaison des efforts normale.

	V (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	17628,0705	811,56	9799,587
ELS	13057,83	605,6	7312,62

b) Etude de la stabilité et de la résistance de la fondation

➤ Condition de stabilité :

$$e_0 = \frac{M}{N} \begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré: } e_0 \leq \frac{B}{6} \\ \text{Léger soulèvement est toléré: } \frac{B}{6} \leq e_0 \leq \frac{B}{4} \end{cases}$$

➤ **Condition de résistance au sol**

$$\begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \text{Léger soulèvement est toléré: } \sigma_3 = \frac{2N}{3L(\frac{B}{2} - e_0)} \leq \overline{\sigma}_{sol} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{L \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right)$$

Tableau VI.15. Vérification des résistance au sol.

	$e_0(m)$	$\frac{B}{6}(m)$	$\frac{B}{4}(m)$	$\sigma_1(MPa)$	$\sigma_2(MPa)$	$\sigma_m(MPa)$	$\sigma_{sol}(MPa)$	Vérification
E.L.U	0,556	1,00	1,50	0,46	0,131	0,38	0,833	Vérifiée
E.L.S	0,560	1,00	1,50	0,34	0,096	0,28	0,833	Vérifiée

➤ **Stabilité de la fondation et résistance au sol**

Condition de non renversement

$$B' = 3 \left[\frac{B}{2} - e_0 \right] \geq \frac{B}{10}$$

E.L.U : $e_0 = 0,5559 \text{ m}$ donc : $B' = 7,33 \text{ m} \geq 0,6 \text{ m}$. Vérifier.

c) Conclusion

La semelle de la fondation est stable au renversement et résiste bien à la réaction du sol.

VI.3.3.4. Ferrailage de la semelle [15]

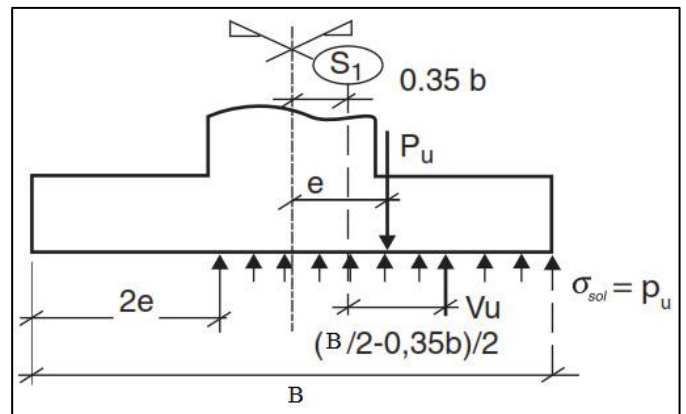
a) Ferrailage longitudinal

➤ **Suivant « yy »**

On a : $e < \frac{B}{2} + 0,35b$ Avec $e = \frac{M_u}{N_u}$

$$M_{u1} = N_{Ed} \cdot \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{2}$$

$$N_{Ed} = N_u \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{B - 2e}$$



Avec :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \text{ et } e = 0 \text{ si } M_u = 0$$

$$F_{sMax} = \frac{M_{u1}}{z_i}; z_i = 0,9 \cdot d$$

$$A_s = \frac{F_{sMax}}{f_{yd}}; f_{yd} = \gamma_s \cdot f_e$$

Tableau VI.16. Le ferrailage de la semelle.

N_u (MN)	M_u (MN. m)	e (m)	N_{Ed} (MN)	M_{u1} (MN. m)	F_{sMax} (MN)	A_s (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
4,8635	3,2662	0,6716	2,694	3,476	2,861	49,75	7HA32	14

➤ **Suivant xx**

La semelle sera calculée, dans le sens longitudinal xx, comme une poutre renversée soumise au niveau de ses trois appuis aux charges P1, P2 et P3 et à sa partie inférieure à une contrainte uniformément répartie d'intensité :

$$q_{sol} = \left(\frac{P1+P2+P3+1,35.Pf}{s} \right) . B \quad [KN/m].$$

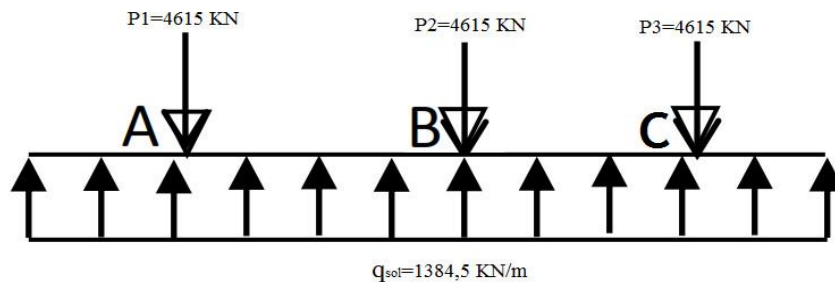


Tableau VI.17. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU et l'ELS.

		0	1.4	3.2	5	6.8	8.6	10
E.L.U	V (KN)	0	3613.55	0	3115.13	0	-3613.55	0
	M (KN.m)	0	1831.69	-1661.29	883.05	-1661.29	1831.69	0
E.L.S	V (KN)	0	2676.7	0	2307.06	0	-2676.70	0
	M (KN.m)	0	1356.81	-1230.59	578.98	-1230.59	1356.81	0

Ainsi, Les sollicitations maximal sont égale à :

$$M_{appuis} = 1356.81 \text{ KN.m} \quad M_{Travée} = -1230.59 \text{ KN.m} \quad V_{Max} = 3613.55 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_{s \text{ appuis}} = 29.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Et} \quad A_{s \text{ travée}} = 27.1 \text{ cm}^2. \quad A_{s \text{ min}} = 13.79 \text{ cm}^2.$$

▪ **Ferrailage transversal**

$$\tau_{Max} = \frac{V_{Max}}{b.d} = 2,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.7 \text{ MPa}.$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\} \rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}.$$

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Un cadre de 4HA16 et $A_{st} = 8.04 \text{ cm}^2$ et $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI.4. CULEE

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 accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- 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.

VI.4.1. 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.

Aussi, les murs en retour sont prolongés par des murs de soutènement de forme U à hauteurs variables.

VI.4.2. Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{Culée} = c\acute{o}te_{Projet} - c\acute{o}te_{Fondation}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Implantation des culées.

Désignation	Culée gauche	Culée droite
Point kilométrique	29+935	29+970
Côte projet (m)	96.517	100,00
Côte TN (m)	86.707+10 cm	97,151
Côte de la fondation (m)	86.317	95,851
Hauteur de la culée (m)	10,20	4,15

VI.4.3. Pré-dimensionnement de la culée

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »* [13].

- **Mur de front**
 - La hauteur du mur frontal $h = 8$ m.
 - L'épaisseur du mur frontal $e_{mf} = 1,2$ m.
 - La largeur du mur frontal $l = 10$ m.
- **Mur de garde grève**

- La hauteur du mur de garde grève est : $h = 2,20$ m.
- L'épaisseur du mur garde grève est :
 $e = \max(0,30 \text{ m}, \frac{h}{8}) \Rightarrow e = \max(0,30 \text{ m}, 0,275 \text{ m})$ on prend : $e = 0,30$ m.

La longueur du mur garde grève est :

$$l = l_{\text{Tablier}} - 2 \cdot e_{\text{mur en retour}} \Rightarrow l = 10 - 2 \times 0,40 \Rightarrow l = 9,2 \text{ m.}$$

▪ **Mur en retour**

- Le mur en retour prend les dimensions suivantes :
- Epaisseur du mur en retour : $e = 40$ cm.
- Longueur du mur en retour : $L = 8$ m.
- La hauteur : $h = 10,20$ m.

▪ **Mur-cache**

- Epaisseur : $e = 0,20$ cm.
- La hauteur : $h = 1,50$ m.
- La largeur : $l = 1,40$ 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 : $H = H_{\text{mur garde grève}} + H_{\text{mur front}} = 8 + 2,20 = 10,20$ cm.

Donc : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0,6 \times 10,20)] \Rightarrow L = \text{Min} [6\text{m}, 6,12 \text{ m}]$.

- Soit : $L = 6$ m.
- La dalle de transition suit une pente de 10 %.
- Son épaisseur est prise : $e = 0,30$ m.
- Sa largeur $l = 7$ m.
- Béton de propreté : $e = 10$ cm environ.

▪ **Sommier d'appui**

- La longueur du sommier $L =$ largeur du pont = 10 m.
- La largeur du sommier $e_s = 1,45$ m.
- Une pente de 2% pour l'évacuation des eaux.

▪ **Corbeau (arrière)**

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 70 cm, une petite base de 40 cm et une hauteur de 40 cm.

▪ **La semelle**

- La semelle prend les dimensions suivantes :
- L'épaisseur de la semelle : $e_s = 1.50$ m.
- Longueur de la semelle : $L = 11$ m.
- Largeur de la semelle : $B = 7$ m.
- Béton de propreté $e = 10$ cm.

Les dimensions des différents éléments sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VI.19. Dimensions de la culée.

Elément	Hauteur ou largeur (m)	Longueur(m)	Epaisseur(m)
Mur de front	8	10	1,20
Mur de garde grève	2,20	9,40	0,30
Mur en retour	10,20	8	0,40
Mur-cache	1,50	1,40	0,20
Dalle de transition	7	6	0,30
Corbeau	0,40	0,70	0,40
La semelle	7	11	1,50

La coupe transversale et la vue à droite de la culée sont représentées dans la figure suivante.

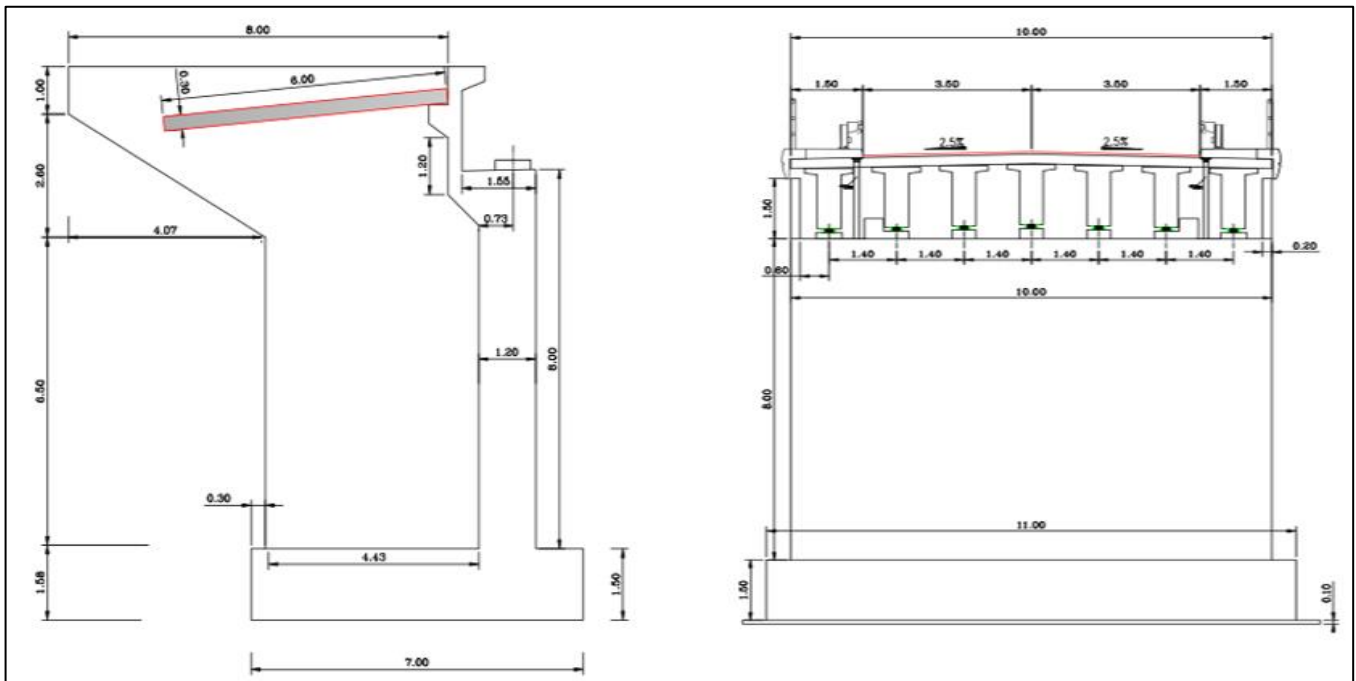


Figure VI.3. Détails de la culée.

VI.4.4. Stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, en ajoutant le coefficient de poussée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

VI.4.4.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée

- **Sollicitation verticales**
 - Poids propre de la culée.
 - Réaction d'appui du tablier dû à sa charge permanente. (à vide).
 - Réaction d'appui sous la combinaison $G+1,2(A(l) + S(t))$. (En service).
 - Poids des terres.
- **Sollicitations horizontales**
 - Effet du séisme.
 - Effet du freinage.
 - Poussée des terres.
- **Calcul du coefficient de poussée**

Dans les conditions sismiques (selon le RPOA2008), le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right]^2}$$

Avec :

- φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$).
- β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0^\circ$).
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale $\theta = \text{Arc tg}\left(\frac{K_H}{1+K_V}\right)$.

Dans les conditions normales, On prend :

$$K_{ad} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_{ad} = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow K_{ad} = 0,333.$$

Le calcul de l'accélération se fait dans les 4 cas :

- **Cas 1** : Cas normal (pas de séisme).
- **Cas 2** : cas de séisme (Horizontal + vertical vers le bas), $K_H = 0,25$ et $K_V = 0,075$.
- **Cas 3** : (Horizontal) $K_H = 0,25$
- **Cas 4** : Cas de séisme (Horizontal + vertical vers le haut), $K_H = 0,25$ et $K_V = -0,075$.

L'effort sismique horizontal $H_s = K_H \times P$.

L'effort sismique vertical $V_s = (1+K_V) \times P$.

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres.

Tableau VI.20. Valeurs des paramètres K_H, K_V, θ, K_{ad} .

Action de séisme	K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normales	0	0	0°	0,33
Horizontal +↓ Vertical	0,25	0,075	13,09°	0,50
Horizontal	0,25	0	14,04°	0,51
Horizontal +↑ Vertical	0,25	-0,075	15,12°	0,53

NB : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

VI.4.4.2. Stabilité de la culée à vide (culée + remblai + CP du tablier)

NB : L'intensité $q = 10 \text{ KN/m}^2$, qu'on majore par 20% : $P = q \times S$, avec S : surface de contact de poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une longueur L.

- M_R : le moment renversant.
- M_S : le moment stabilisant.

R : Réaction du aux charges permanentes. $R_{max} = 3519 \text{ KN}$.

Les résultats sont élaborés dans la partie des annexes (**Annexe D**)

➤ **Cas normal**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide).

Tableau VI.21. Le moment et l'effort total (cas normal)

Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	19879,584	2317,19664	12078,52931	69100,4264

▪ **Vérification du tiers central**

On doit vérifier la condition suivante :

$$E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} \Rightarrow E = 0,63 \text{ m} < E_{max} = 1,17 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

Sachant que :

B : La largeur de la semelle

\bar{x} : Bras de levier de la composante verticale.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \Rightarrow \bar{x} = 2,87 \text{ m.}$$

▪ **Vérification de la stabilité de la culée à vide**

Stabilité au renversement :

Condition normale $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \Rightarrow CSR = 5,72 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

Stabilité au glissement

Condition normale : $CSG = \frac{V}{H} \text{ tg } \varphi \geq 1,5 \Rightarrow CSG = 4,91 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

▪ **Vérification la contrainte admissible**

Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$$

Tableau VI.22. Vérification au renversement et au glissement de la culée (à vide).

	CAS NORMAL
CSG > 1,5	4,91
CSR > 1,5	5,72
$\sigma < \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$	328,06
Vérification	Vérifiée

➤ **Cas sismique**

Tableau VI.23. Les moments et les efforts globaux (Cas sismique - à vide).

	Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	Horizontal + ↓ Vertical	19869,58	3774,22	19673,36	68987,53
	Horizontal	19869,58	3581,12	18666,82	68987,53
	Horizontal + ↑ Vertical	19869,58	3442,44	17943,94	68987,53

▪ **Vérification du tiers central**

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \quad \text{et} \quad E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6}$$

Tableau VI.24. Vérification du tiers central (Cas sismique - à vide).

Elément	CAS	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)	\bar{x} (m)	E(m)	B/6(m)	Vérification
Total	CAS SISMIQUE	19869,58	3774,22	19673,36	68987,53	2,48	1,02	1,17	Vérifiée
		19869,58	3581,12	18666,82	68987,53	2,53	0,97	1,17	Vérifiée
		19869,58	3442,44	17943,94	68987,53	2,57	0,93	1,17	Vérifiée

▪ **Vérification de la stabilité de la culée à vide**

▪ **Stabilité au renversement**

Condition sismique : $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$.

▪ **Stabilité au glissement**

Condition sismique : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5$.

▪ **Vérification la contrainte admissible**

Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars.}$$

Tableau VI.25. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas sismique - à vide).

	CAS SISMIQUE		
	Horizontal +↓ Vertical	Horizontal	Horizontal +↑ Vertical
CSG > 1,5	3,01	3,18	3,30
CSR > 1,5	3,51	3,70	3,84
$\sigma < \sigma_{adm}$ (bars)	3,7064	3,6101	3,6101
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On constate que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans les deux cas (normal et sismique), ce qui implique que la stabilité de la culée (à vide) est assurée.

VI.4.4.3. Stabilité de la culée en service (culée + remblai + charges et surcharges).

La réaction maximale est obtenue sous la combinaison G+1,2(A(I) +S(t)) :

$$R_{max} = 2569,3KN.$$

➤ **Cas normal**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (en service).

Tableau VI.26. Le moment et l'effort total (cas normal – en service)

Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	21087,58	2467,197	13844,029	70852,03

▪ **Vérification du tiers central**

On doit vérifier la condition suivante :

$$E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} \Rightarrow E = 0,80 \text{ m} < E_{max} = 1,17 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

Sachant que :

B : La largeur de la semelle

\bar{x} : Bras de levier de la composante verticale.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \Rightarrow \bar{x} = \frac{70852,03 - 13844,03}{21087,58} \Rightarrow \bar{x} = 2,70 \text{ m.}$$

▪ **Vérification de la stabilité de la culée en service**

Stabilité au renversement :

Condition normale $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \Rightarrow CSR = 5,12 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

Stabilité au glissement

Condition normale : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5 \Rightarrow CSG = 4,89 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

▪ **Vérification la contrainte admissible**

Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$;
$$\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \end{cases}$$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars.}$$

Tableau VI.27. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas normal - en service).

	CAS NORMAL
CSG > 1,5	4,89
CSR > 1,5	5,12
$\sigma < \sigma_{adm}=8.33 \text{ bars}$	3,6736
Vérification	Vérifiée

➤ Cas sismique

Tableau VI.28. Les moments et les efforts globaux (Cas sismique - en service).

	Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	Horizontal +↓ Vertical	21319,18	3774,2218	19673,36	71089
	Horizontal	21319,18	3581,1221	18666,82	71089
	Horizontal +↑ Vertical	21319,18	3442,4414	17943,94	71089

▪ Vérification du tiers central

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \quad \text{et} \quad E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} .$$

Tableau VI.29. Vérification du tiers central (Cas sismique – en service).

Elément	CAS	V (KN)	H (KN)	MR(KN.m)	Ms (KN.m)	\bar{x} (m)	E(m)	B/6(m)	Vérification
Total	CAS SISMIQUE	21319,18	3774,22	19673,36	71089,45	2,41	1,09	1,17	Vérifiée
		21319,18	3581,12	18666,82	71089,45	2,46	1,04	1,17	Vérifiée
		21319,18	3442,44	17943,94	71089,45	2,49	1,01	1,17	Vérifiée

▪ Vérification de la stabilité de la culée en service

▪ Stabilité au renversement

Condition sismique : $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$.

▪ Stabilité au glissement

Condition sismique : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5$.

▪ Vérification la contrainte admissible

Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$$

Tableau VI.30. Vérification au renversement et au glissement de la culée (Cas sismique - en service).

	CAS SISMIQUE		
	Horizontal +↓ Vertical	Horizontal	Horizontal +↑ Vertical
CSG > 1,5	3,23	3,41	3,55
CSR > 1,5	3,61	3,81	3,96
$\sigma < \sigma_{adm}$ (bars)	4,0601	3,9638	3,9638
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On constate que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans les deux cas (normal et sismique), ce qui implique que la stabilité de la culée (en service) est assurée.

VI.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

VI.5.1. 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 encastré a la base.

➤ **Evaluation des efforts agissant sur le MGG**

▪ **Poussée des terres**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \frac{h}{3} \text{ Avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot K_{ad} \cdot H^2 \cdot L \Rightarrow P = 15,972 \text{ KN/ml.} \Rightarrow M_p = 11,71 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Pu} = 1,35 \times 11,71 \Rightarrow M_{Pu} = 15,81 \text{ KN.m ; } M_{Pser} = 11,71 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moment due à la force de freinage**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

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°.

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 60 \times 2,2}{0,25 + 2 \times 3} \Rightarrow M_{fu} = 90,84 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 60 \times 2,2}{0,25 + 2 \times 3} \Rightarrow M_{fser} = 68,13 \text{ KN/ml.}$$

▪ **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.

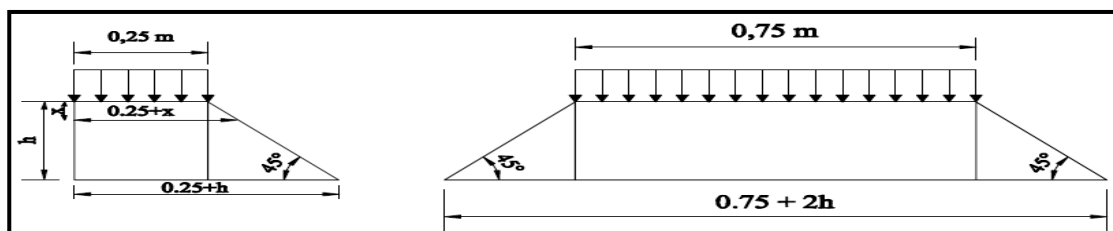


Figure VI.4. Les paramètres de la charge locale.

$$M_p = \frac{120 \times K}{0,75 + 2 \times h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx.$$

Avec :

$$K = K_{ad} \times bc \times \delta \times \mu.$$

$\delta = 1,07$ Coefficient de majoration dynamique.

$$\mu = \text{Coefficient de pondération} \begin{cases} \mu = 1,6 & \text{à L'ELU.} \\ \mu = 1,2 & \text{à L'ELS.} \end{cases}$$

- $bc = 1,10$.
- $K_{ad} = 0,33$.
- $K_{ELU} = 0,33 \times 1,10 \times 1,07 \times 1,6 \Rightarrow K_{ELU} = 0,62$
- $K_{ELS} = 0,33 \times 1,10 \times 1,07 \times 1,2 \Rightarrow K_{ELS} = 0,47$

Dans notre cas $h = 3$ m et selon le document S.E.T.R.A :

$$M_p / K = 94,76 \text{ KN.m/ml.} \Rightarrow M_p = 9,49 \times K$$

$$\begin{cases} M_{pELS} = 94,9 \times 0,47 \Rightarrow M_{pELS} = 44,165 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{pELU} = 94,9 \times 0,62 \Rightarrow M_{pELU} = 58,886 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

▪ **Combinaison des charges**

Condition normale :

Tableau VI.31. Combinaison des différentes charges.

Charges	ELU	ELS
Poussée des terres KN. m/ml	15,812	11,713
Force de freinage de Bc KN. m/ml	90,838	68,13
Charge locale KN. m/ml	58,886	44,164
Combinaison KN. m/ml	260,906	146,46

▪ **Ferraillage du MGG**

Le mur garde-grève travaille en flexion simple, la fissuration est préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; B = 1 \text{ m} ; h = 0,3 \text{ m.}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

$A_s = 28,7 \text{ cm}^2$. Soit : 10HA20 /ml. Pour $A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 10 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

$A_s' = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_s' = 10,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA16/ml. Pour $A_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.5**).

VI.5.2. Le mur en retour

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales

- Son poids propre et celui de la superstructure.
- Poussée horizontale,
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 40 KN et une charge horizontale de 20 KN.

▪ **Forces verticales**

Elles sont constituées par le poids propre du mur, y compris les superstructures (corniche, garde-corps...), et la charge concentré de 4 t l'extrémité. Cette charge concentrée conventionnelle permet de négliger l'effet d'éventuels frottements verticaux sur e mur.

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau :

- Un effort tranchant $T = 2,5 \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot e + 0,3l + 4$
- Un moment d'axe horizontal $M_v = 2,5 \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} \cdot e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l - 1)$.

▪ **Forces horizontales**

Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur produisent des moments dl axe vertical sollicitant la section d'encastrement dans le poteau. Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 2 t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à $h/3 + 0,5$ (en t/m2)

La valeur de cette poussée uniforme est ce n c qui s'exercerait au niveau du centre de gravité de la surface du mur sous 1 effet du poids des terres (2 t/m3) et d'une charge uniforme sur le remblai (1 t/m2), avec un coefficient de poussée égal à 0,5 (coefficient de poussée au repos)

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau :

- Un effort tranchant $H = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2$
- Un moment d'axe vertical $M_h = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l - 1)$.

Tableau VI.32. Tableau récapitulatif des efforts sur le mur en retour.

Caractéristiques du mur			Forces verticales		Forces horizontales	
l(m)	h(m)	e(m)	T(KN)	M _v (KN. m)	H(KN)	M _h (KN. m)
8	10,2	0,4	472	325,33	1611,2	547,9

➤ **Le ferrailage du mur en retour**

Le mur en retour est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considéré préjudiciable.

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0,4 \text{ m}$.

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Tableau VI.33. Ferrailage du mur en retour.

	Type d'analyse	Direction du plan		Moment (KN.m)	Section d'acier	Armatures	Espacement
		verticale	horizontale				
Mur en retour	Flexion simple	verticale	coté remblai	325,3	Asi= 43,8cm ²	9HA25	e=14cm
			coté extérieure		Ase= 14,6 cm ²	9HA16	e=14cm
		horizontale	coté remblai	547,9	Asi= 74.6cm ²	16HA25	e=13cm
			coté extérieure		Ase= 26,9 cm ²	9HA20	e=11cm

VI.5.3. La dalle de transition

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

▪ **Evaluation des charges**

Remblais : $g_1 = 20 \times 0,5 \Rightarrow g_1 = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle : $g_2 = 25 \times 0,3 \Rightarrow g_2 = 7,5 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement : $g_3 = 24 \times 0,06 \Rightarrow g_3 = 1,44 \text{ KN/m}^2$

$G = g_1 + g_2 + g_3 \Rightarrow G = 18,94 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge: $Q = 12 \text{ KN/m}^2$.

Tableau VI.34. Moments et efforts dans la dalle de transition.

	Charge (KN/m ²)	M (KN. m/ml)	T (kN/ml)
G	18,94	85,23	56,82
Q	12	54	36

▪ **Combinaison des efforts**

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

- $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 201,46 \text{ KN.m/ml}$.
- $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 134,307 \text{ KN/ml}$.

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

- $M_{ELS} = M_G + 1, 2 M_Q = 150,03 \text{ KN.m/ml}$.
- $T_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 100,02 \text{ KN/ml}$.

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition travaille en flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

$B = 1 \text{ m} ; H = 0,3 \text{ m} ; f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Le ferraillage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Dans le sens de la largeur (Armature principale)

$A_s = 21,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA20/ml .Pour $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement

$S_t = 14 \text{ cm}$. (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 $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement 14 cm.

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.6**).

VI.5.4. Corbeau

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = 0,3 \times 6 \times 25 / 2 = 22,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = 0,61 \times 5 \times 18 / 2 = 30 \text{ KN/ml}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = 0,06 \times 6 \times 24 / 2 = 4,32 \text{ KN/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = 6 \times 12 / 2 = 36 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaison des réactions**

$R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,5 R_5 \Rightarrow R_{ELU} = 138,52 \text{ KN/ml}$.

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 \Rightarrow R_{ELS} = 105,52 \text{ KN/ml}$.

▪ **Combinaison des moments**

$M_{ELU} = 103,9 \text{ KN/ml}$.

$M_{ELS} = 77 \text{ KN/ml}^2$

▪ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$B = 0,4 \text{ m} ; H = 0,4 \text{ m} ; f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Dans le sens de longueur (Armature principale).

$A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA14/ml .Pour $A_s = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Avec : $A_{s \text{ min}} = 1,47 \text{ cm}^2$ vérifiée

Dans le sens de la largeur (Armature secondaire)

$A_{s'} = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{s'} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit/ 4HA12/ml. Pour $A_s = 4, 52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.7**)

VI.5.5. Mur frontal

Le mur frontal est encastré 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 dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c

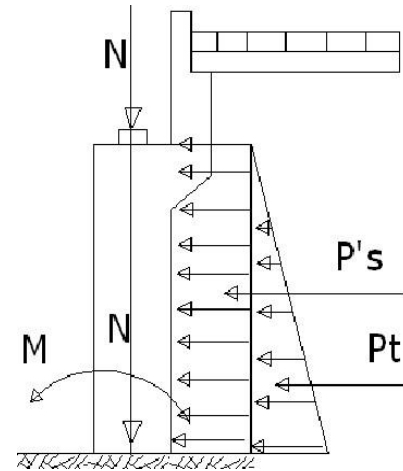


Tableau VI.35. Tableau récapitulatif des efforts sur le mur frontal.

Efforts	V (KN/ml)	H(KN/ml)	M(KN.m/ml)
Réaction	503	--	729,35
Poids propre	265,25	--	424,4
Poussée des terres	--	348,1	1183,54
force sismique	319	217,8	2221,56
Force de freinage	--	60	94,84

Tableau VI.36. Combinaison des efforts sur le mur frontal.

	ELU	ELS	ELA
N(KN)	1037,14	768,25	319
M (KN.m)	1749,52	1297,35	2221,56

Le mur de front travaille en flexion composé, la fissuration est préjudiciable
 B = 1m ; H = 1,2m ; f_{c28} = 27 MPa.

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Dans le sens de la largeur (Armature principale)

A_s = 37,0 cm²/ml. Soit 8HA25/ml .Pour A_s = 39,27 cm²/ml et un espacement St =12 cm. (Pas d'acier comprimé).

Dans le sens de longueur (Armature secondaire)

A_s' = $\frac{A_s}{3}$ ⇒ A_s' =12,33cm²/ml. Soit 7HA16/ml. Pour A_s = 14,07 cm²/ml et un espacement 14 cm.

VI.5.1. Les fondations

VI.5.1.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par la **LNHC**, les fondations peuvent en général être de type superficiel. Pour cette partie d'étude des fondations de la culée, on va étudier juste la fondation superficielle de la culée.

VI.5.1.2. Caractéristiques géométrique de la fondation

La semelle prend les dimensions suivantes :

- L'épaisseur de la semelle : $e_s = 1.50$ m.
- Longueur de la semelle : $L = 11$ m.
- Largeur de la semelle : $B = 7$ m.
- Béton de propreté $e = 10$ cm.

VI.5.1.3. Ferrailage de la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propre de la semelle et des terres.

Tableau VI.37. Ferrailage de la semelle de la culée.

	Type d'analyse	Direction du plan	Moment (KN.m)				Section d'acier	Armatures	e
			ELU		ELS				
Semelle	Flexion simple	xx (longitudinale)	2432	-2372,7	1819	-1757,18	As sup = 53,9 cm ²	7 HA32	e=14cm
							As inf = 52 cm ²	7 HA32	e=14cm
		yy (transversale)	1665	-2090,5	1221,5	-1563,9	As sup = 35,8 cm ²	5 HA32	e=20cm
							As inf = 46,4 cm ²	6 HA32	e=16cm

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.8-9**).

VI.6. CONCLUSION

Ainsi, l'étude sismique d'un pont est vraiment très importante surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé. Pour notre cas, on a calculé le ferrailage de la pile et la culée on prenant le moment maximal à l'E.L.A, bien que la wilaya de Médéa se situe dans une zone de sismicité élevée, ce qui révèle que le séisme a un effet sur les ouvrages d'art. Et pour La stabilité de la culée on a fait la vérification dans le cas sismique.



***CONCLUSION
GENERALE***



ENSTP 2017/2018



BIBLIOGRAPHIE



ENSTP 2017/2018

CONCLUSION GENERALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

En outre, la complexité géométrique et mécanique du pont nous a obligés de faire recours à deux logiciels d'ingénierie : Robot Structural et Autocad. La modélisation qui a été effectuée par le logiciel Robot Structural, nous a permis d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Cours Béton précontraint, ENSTP, Mr BOUTEMEUR.
- [2] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985.
- [3] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [4] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [5] Document SETRA, *Appareils d'appui à pot*, Guide technique, SETRA France, 2007.
- [6] Appuis des tabliers 1.3.1. PP73.
- [7] Document SETRA, *Joint de chaussée pour les ponts routes*, France, Juillet 1986.
- [8] Document SETRA, *Ponts Courants En Zone Sismique*, Guide technique, SETRA France, Janvier 2000, Article 4.2.3.4 p 85.
- [9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [10] Robert CHAUSSIN, *Béton précontraint*, France (Ponts et Chaussées), *Technique de l'ingénieur traité construction C2 360*, 2001.
- [11] Document SETRA, *Ponts mixtes acier - béton*, France, SETRA, 2010.
- [12] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*. BAEL 91 révisé 99.
- [13] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts*, ENPC France, 2000.
- [14] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie 2008.
- [15] Eurocodes, *Calcul des structures en béton armé*, Les semelle des fondations P545.

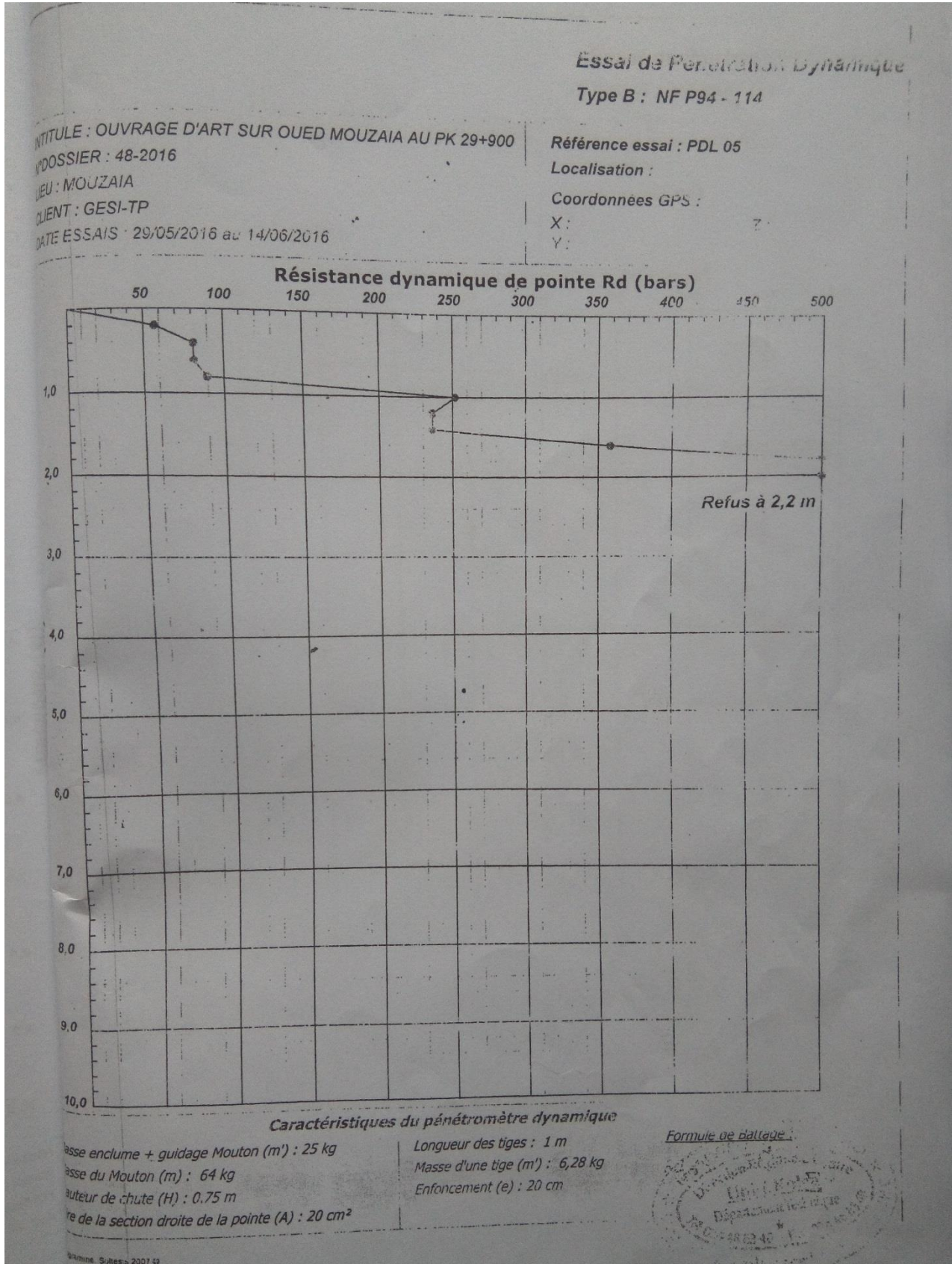
ANNEXES A

Annexe A. 1. Aperçu géologique sur le site de projet.

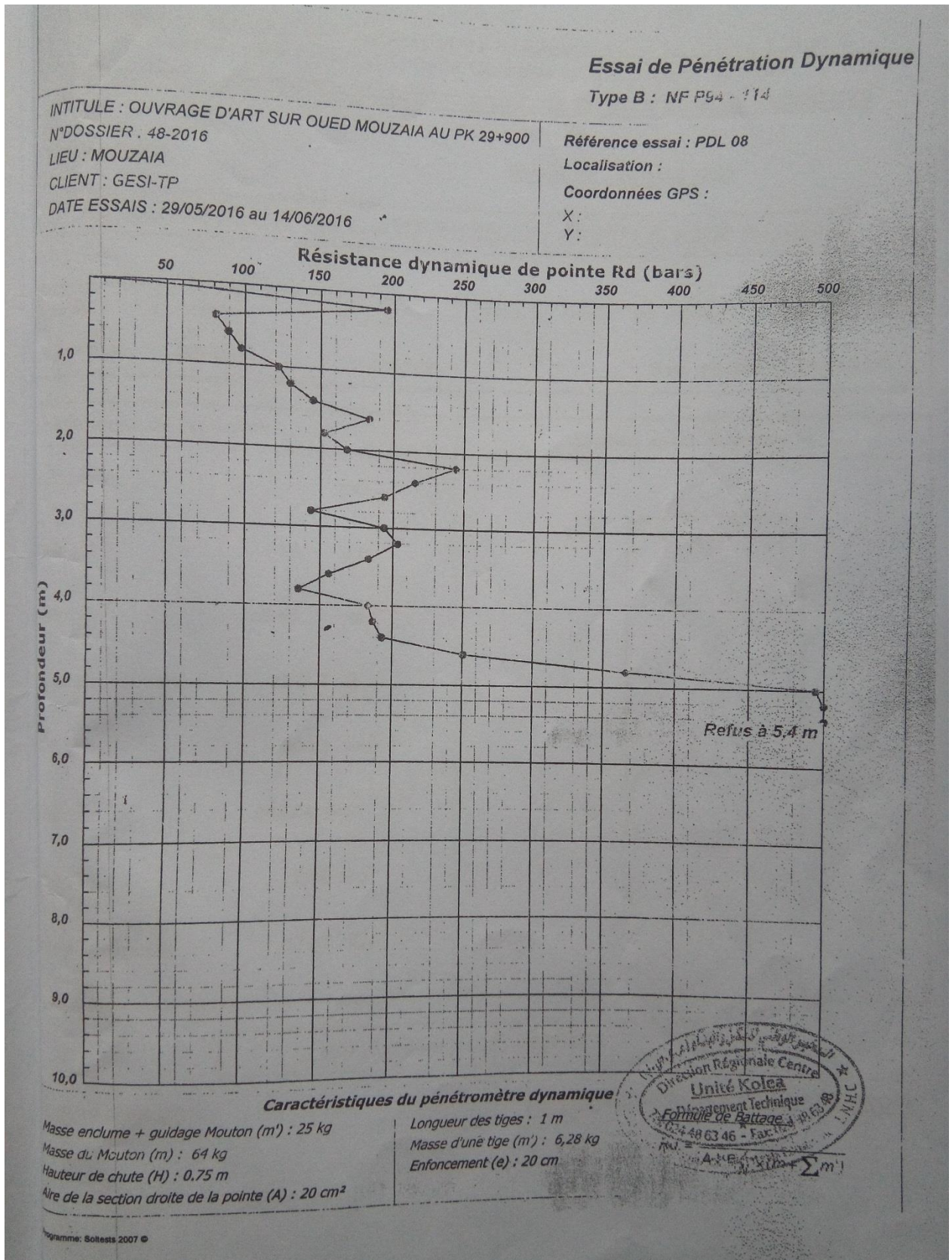
Type de terrains	Les constituants
Alluvions récentes (a^2)	Constitué par les dépôts limoneux de la Mitidja et les alluvions limoneuses des vallées du Sahel.
Alluvions anciennes (q^1)	Constitué par des dépôts caillouteux du pied de l'Atlas.
Eboulis des grés (e_m^3)	Constitué par des éboulis des grés de l'Helvétien du Nador.
Argile inférieures (m_a^3)	Constitué par des argiles de l'Helvétien inférieur.
Marne de cartennien (m_c^1)	Constitué par des marnes grises dures à rognons jaunes.
Grés et poudingues à Echinides (m_a^1).	Constitué par des poudingues et grés cartennien inférieur développés, d'une manière irrégulière, à la base de la formation ; ces poudingues sont puissants.
Sénonien (C^{8-7})	Constitué par des marnes bleuâtres, feuilletées avec rognons de calcaire jaune, passant à des marnes noires parfois très foncées et s'intercalant en quelques points du calcaire marneux.
Cénomannien (C^{5-4})	Constitué par des calcaire et marnes en couches bien réglées.
Albien (C^{3-1})	Constitué par des argiles grises ou noires feuilletées, intercalées de quartzites, avec rognons ferrugineux.

Annexe A. 2. Résultats de sondages carottés .

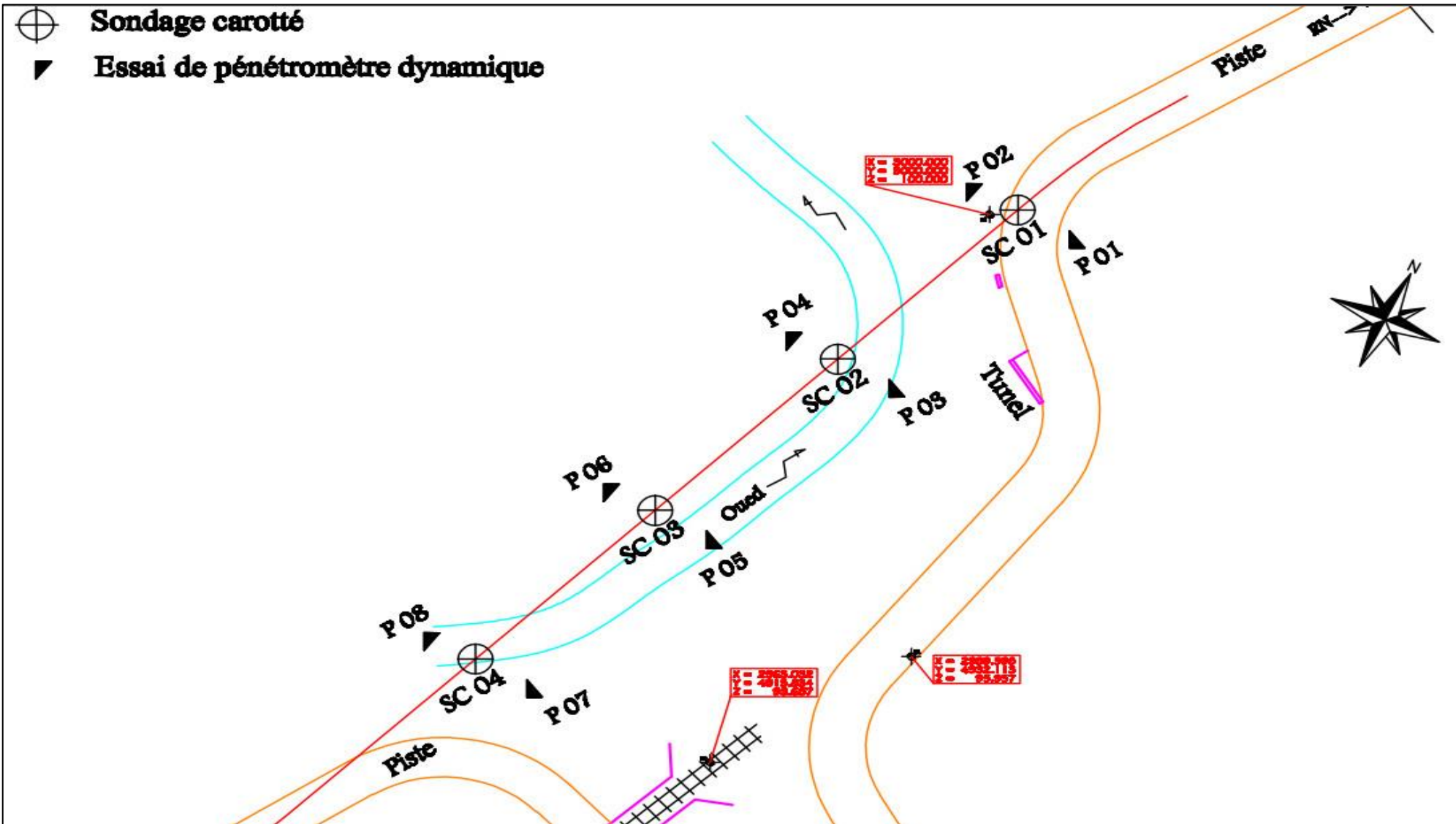
Sondage	Point kilométrique	Matériaux	
		Profondeur (m)	Description
SC 01	PK (30+0054)	0,00 - 1,20	Remblais
		1,20 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 02	PK (29+970)	0,00 - 0,50	Remblais
		0,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 03	PK (29+935)	0,00 - 1,50	Remblais
		1,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 04	PK (29+900)	0,00 - 2,50	Remblais
		2,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite et des passages fragiles



Annexe A. 3. Résultat de l'essai PDL 05.



Annexe A. 4. Résultat de l'essai PDL 08.



Annexe A. 5. Positionnement des essais sur site.

ANNEXES B

Annexe B. 1. Les valeurs de coefficient K0 et K1 pour $\theta = 0.45$.

Théta=0.45		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7355	0,8811	1,0194	1,1304	1,1783	1,1304	1,0194	0,8811	0,7355
b/4	0,073	0,3495	0,6242	0,8902	1,1305	1,3144	1,4148	1,4671	1,5059
b/2	-0,5152	-0,1402	0,238	0,6242	1,0194	1,4148	1,7857	2,1063	2,4061
3b/4	-1,064	-0,606	-0,1402	0,3495	0,8811	1,4671	2,1063	2,7708	3,434
b	-1,6003	-1,064	-0,5152	0,073	0,7355	1,5059	2,4061	3,434	4,5496
Théta=0.45		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8933	0,9458	1,0032	1,0577	1,085	1,0577	1,0032	0,9458	0,8933
b/4	0,7355	0,8029	0,8804	0,9688	1,0577	1,1214	1,1318	1,1152	1,0938
b/2	0,6142	0,6881	0,7748	0,8804	1,0032	1,1318	1,2405	1,3013	1,34
3b/4	0,5202	0,5969	0,6881	0,8029	0,9458	1,1152	1,3013	1,4809	1,6291
b	0,4418	0,5202	0,6142	0,7355	0,8933	1,0938	1,34	1,6291	1,9476

Annexe B. 2. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour $\theta = 0.45$.

Théta=0.45		K Alfa							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,81155199	0,91228228	1,011592381	1,095362106	1,133333899	1,095362106	1,011592381	0,91228228	0,81155199
b/4	0,392293051	0,568016935	0,747676045	0,92808141	1,095413911	1,221383307	1,278407648	1,29750117	1,307287674
b/2	0,029116335	0,259000655	0,496711713	0,747676045	1,011592381	1,278407648	1,522939892	1,718328821	1,892291213
3b/4	-0,300491998	-0,02626021	0,259000655	0,568016935	0,91228228	1,29750117	1,718328821	2,149130405	2,564125241
b	-0,61610628	-0,300491998	0,029116335	0,392293051	0,81155199	1,307287674	1,892291213	2,564125241	3,295561481

Annexe B. 3. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutres.

Théta=0.45		K Alfa							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,81155199	0,91228228	1,01159238	1,09536211	1,1333339	1,095362106	1,01159238	0,91228228	0,81155199
0,25	0,39229305	0,56801693	0,74767604	0,92808141	1,09541391	1,221383307	1,27840765	1,29750117	1,30728767
0,28571429	0,34041066	0,52387175	0,711824	0,90230921	1,08343941	1,229529642	1,31334083	1,35761941	1,39085961
0,5	0,02911633	0,25900066	0,49671171	0,74767604	1,01159238	1,278407648	1,52293989	1,71832882	1,89229121
0,57142857	-0,06505747	0,17749755	0,42879427	0,69634487	0,98321807	1,28386294	1,5787653	1,84141499	2,08424379
0,75	-0,300492	-0,02626021	0,25900066	0,56801693	0,91228228	1,29750117	1,71832882	2,14913041	2,56412524
0,85714286	-0,43575526	-0,14378812	0,1604788	0,4927067	0,86911216	1,301695386	1,79288413	2,32698534	2,87759792
1	-0,61610628	-0,300492	0,02911633	0,39229305	0,81155199	1,307287674	1,89229121	2,56412524	3,29556148

Annexe B. 4. Les valeurs de $\xi\alpha$ en section courante

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1031	0.1348	0.1601	0.1842	0.2037	0.1748	0.1571	0.1378	0.1245
b/4	0.0370	0.0711	0.1027	0.1440	0.1847	0.2217	0.2212	0.1985	0.1840
b/2	-0.0183	0.0222	0.0645	0.1042	0.1621	0.2229	0.2833	0.2815	0.2835
3b/4	-0.0666	-0.0203	0.0280	0.0808	0.1400	0.2101	0.2900	0.3793	0.4039
b	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

Annexe B. 5. Les valeurs de $\xi'\alpha$ en section sur appuis

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0793	0.1282	0.1583	0.1898	0.2215	0.1898	0.1583	0.1282	0.0793
b/4	0.0169	0.0554	0.0983	0.1436	0.1908	0.2392	0.2256	0.1885	0.1584
b/2	-0.0335	0.0089	0.0537	0.1013	0.1625	0.2290	0.3202	0.2841	0.2591
3b/4	-0.0753	-0.0285	0.0206	0.0747	0.1385	0.2118	0.3010	0.4071	0.3865
b	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

Annexe B. 6. $\xi\alpha$ de chaque poutre (section courante)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1031	0.1348	0.1601	0.1842	0.2037	0.1748	0.1571	0.1378	0.1245
0.25	0.0370	0.0711	0.1027	0.1440	0.1847	0.2217	0.2212	0.1985	0.1840
0.28571429	0.0291	0.0642	0.0973	0.1383	0.1814	0.2219	0.2301	0.2103	0.1982
0.5	-0.0183	0.0222	0.0645	0.1042	0.1621	0.2229	0.2833	0.2815	0.2835
0.57142857	-0.0321	0.0101	0.0541	0.0975	0.1558	0.2192	0.2852	0.3095	0.3179
0.75	-0.0666	-0.0203	0.0280	0.0808	0.1400	0.2101	0.2900	0.3793	0.4039
0.85714286	-0.0853	-0.0363	0.0147	0.0707	0.1344	0.2099	0.2977	0.3973	0.4644
1	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

Annexe B. 7. $\xi'\alpha$ de chaque poutre (section d'appui)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0793	0.1282	0.1583	0.1898	0.2215	0.1898	0.1583	0.1282	0.0793
0.25	0.0169	0.0554	0.0983	0.1436	0.1908	0.2392	0.2256	0.1885	0.1584
0.28571429	0.0097	0.0488	0.0920	0.1375	0.1868	0.2377	0.2391	0.2022	0.1728
0.5	-0.0335	0.0089	0.0537	0.1013	0.1625	0.2290	0.3202	0.2841	0.2591
0.57142857	-0.0455	-0.0018	0.0443	0.0937	0.1556	0.2241	0.3147	0.3193	0.2955
0.75	-0.0753	-0.0285	0.0206	0.0747	0.1385	0.2118	0.3010	0.4071	0.3865
0.85714286	-0.0903	-0.0410	0.0104	0.0672	0.1335	0.2109	0.3040	0.4131	0.4545
1	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

Annexe B. 8. Tableau récapitulatif des moment fléchissant de chaque poutre (KN.m).

		M0 (KN.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	
	Poids propre	4273,2	1	4273,2	1	4273,2	1	4273,2	1	4273,2	
Surcharge A(l)	1 voie	733,700	1,052	771,643	1,249	916,706	1,405	1030,911	1,528	1121,073	
	2 voies	1467,400	1,052	1543,286	1,034	1517,921	0,996	1461,719	0,945	1386,421	
Surcharge B	Bc	1 file	612,043	1,075	658,221	1,213	742,194	1,288	788,066	1,335	817,108
		2 files	1134,943	1,075	1220,574	1,054	1195,861	0,993	1127,112	0,919	1043,325
	Bt	1 tandem	452,586	1,065	482,004	1,230	556,680	1,350	610,991	1,430	647,198
		2 tandems	912,071	1,065	971,356	1,043	950,834	0,998	909,791	0,933	850,507
	Br	122,156	1,133	138,443	1,083	132,348	0,983	120,106	0,869	106,167	
Convoie	Mc120	1241,500	1,066	1323,687	1,047	1300,285	0,994	1234,361	0,925	1148,201	
	D240	2117,140	1,115	2359,619	1,071	2266,861	0,988	2091,668	0,889	1882,799	
Trottoirs	T gauche chargé	42,179	0,873	36,830	0,453	19,098	0,084	3,551	0,266	11,203	
	T droite chargé	42,179	0,873	36,830	1,370	57,796	1,935	81,621	2,541	107,167	
	2 chargés	84,357	0,873	73,661	0,912	76,894	1,010	85,173	1,403	118,370	

Annexe B. 9. Tableau récapitulatif des efforts tranchants de chaque poutre (KN).

		T0 (KN)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			ξ_{amoy}	T (KN)	ξ_{amoy}	T (KN)	ξ_{amoy}	T (KN)	ξ_{amoy}	T (KN)	
Poids propre		502,714	1	502,714	1	502,714	1	502,714	1	502,714	
Surcharge A(1)	1 voie	86,3171	0,1765	15,2362	0,2247	19,3967	0,2557	22,0725	0,2556	22,0627	
	2 voies	172,6429	0,1765	30,4739	0,1718	29,6600	0,1654	28,5601	0,1504	25,9680	
Surcharge B	Bc	1 file	86,0203	0,1892	16,2750	0,2181	18,7567	0,2348	20,1933	0,2191	18,8427
		2 files	159,5129	0,1892	30,1798	0,1781	28,4013	0,2713	43,2679	0,1445	23,0416
	Bt	1 tandem	57,0333	0,1828	10,4257	0,2226	12,6956	0,2492	14,2127	0,2368	13,5026
		2 tandems	114,9367	0,1828	21,0104	0,1755	20,1743	0,1678	19,2835	0,1471	16,9043
	Br	15,0810	0,2215	3,3404	0,1668	2,5155	0,1556	2,3466	0,1335	2,0133	
Convoie	Mc120	153,2714	0,1789	27,4203	0,1799	27,5735	0,1661	25,4584	0,1454	22,2780	
	D240	1743,6000	0,2008	350,0822	0,1865	325,1814	0,1584	276,1427	0,1376	239,9085	
Trottoirs	T gauche chargé	5,2071	0,8732	4,5469	0,4528	2,3578	0,0191	0,0996	0,0579	0,3013	
	T droite chargé	5,2071	0,8732	4,5469	1,3703	7,1352	0,3094	1,6111	0,4645	2,4189	
	2 chargés	10,4143	0,8732	9,0938	0,9115	9,4930	0,1643	1,7107	0,2612	2,7202	

ANNEXES C

Annexe C. 1. Les valeurs des pertes en %.

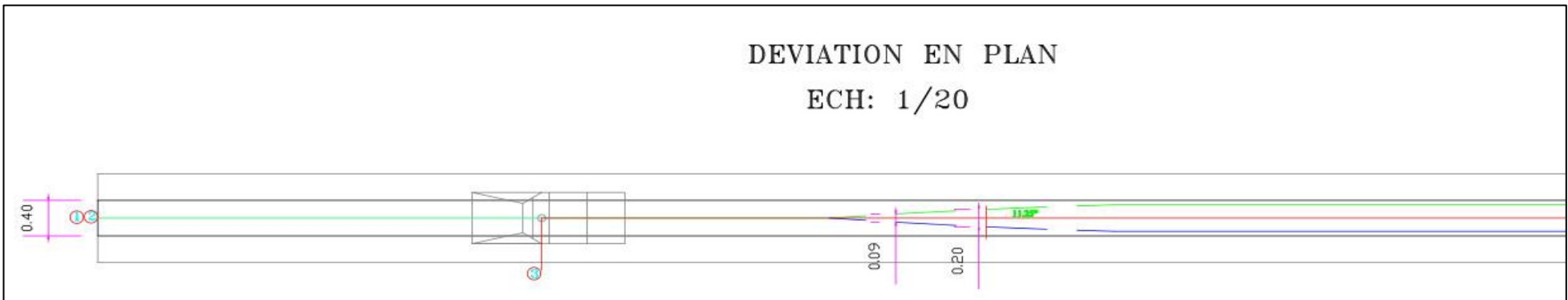
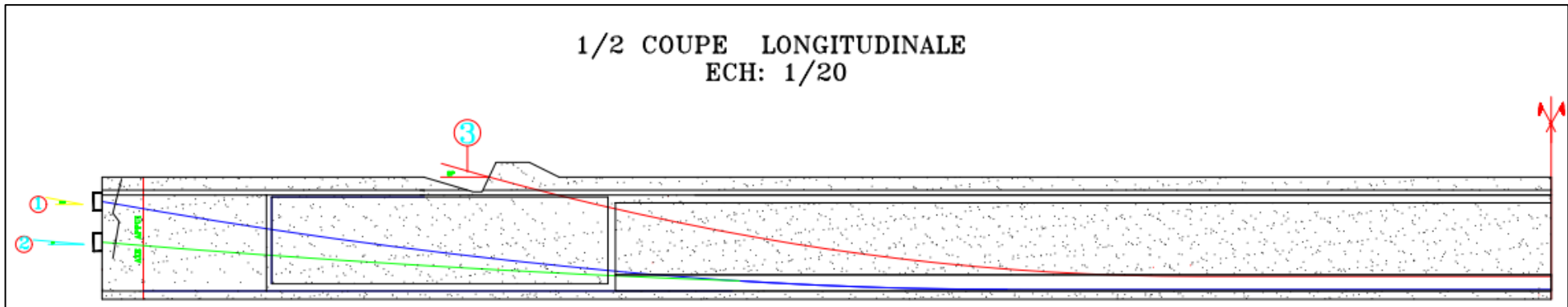
Abscisses	Câbles	Les pertes								Pertes totale (%)
		instantané (%)				déféré (%)				
		Frottement	Reculé d'ancrage	raccourcissement du béton	Totale (%)	relaxation	retrait	fluage	Totale (%)	
0,00	câble 1	4,00	9,35	0,89	14,24	3,29	2,68	3,28	9,26	23,50
	câble 2	1,87	8,66	0,56	11,09	3,75	2,68	2,06	8,49	19,58
	câble 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	câble 1	3,21	9,08	0,75	13,04	3,46	2,68	2,74	8,89	21,93
	câble 2	1,46	8,43	0,67	10,56	3,83	2,68	2,26	8,77	19,32
	câble 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,375	câble 1	3,04	6,81	0,74	10,59	3,82	2,68	2,79	9,30	19,89
	câble 2	1,77	6,48	1,42	9,67	3,96	2,68	2,67	9,31	18,98
	câble 3	2,71	4,30	0,96	7,96	4,23	0,00	4,62	8,85	16,81
8,75	câble 1	2,48	4,60	2,01	9,10	4,05	2,68	1,54	8,27	17,37
	câble 2	2,48	4,59	2,52	9,59	3,97	2,68	1,89	8,55	18,14
	câble 3	3,50	2,28	0,61	6,39	4,48	2,68	2,80	9,96	16,35
13,125	câble 1	2,59	2,23	3,27	8,09	4,21	2,68	1,09	7,98	16,07
	câble 2	2,59	2,55	3,39	8,53	4,14	2,68	1,15	7,97	16,49
	câble 3	2,04	0,00	2,20	4,23	4,81	2,68	0,81	8,30	12,54
17,5	câble 1	3,44	0,00	3,71	7,15	4,35	2,68	1,38	8,42	15,57
	câble 2	3,44	0,00	3,71	7,15	4,35	2,68	1,38	8,42	15,57
	câble 3	2,53	0,00	2,82	5,36	4,64	2,68	0,86	8,19	13,55

Annexe C. 2. Les valeurs des pertes en %.

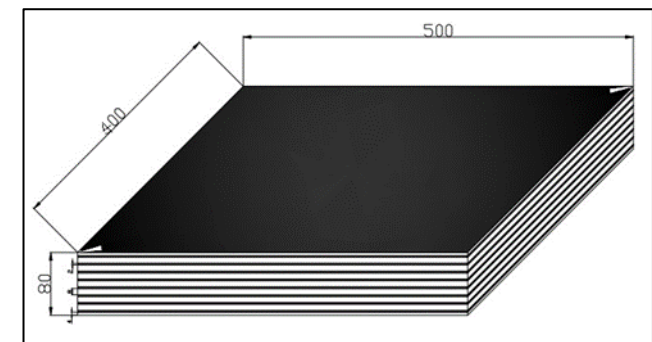
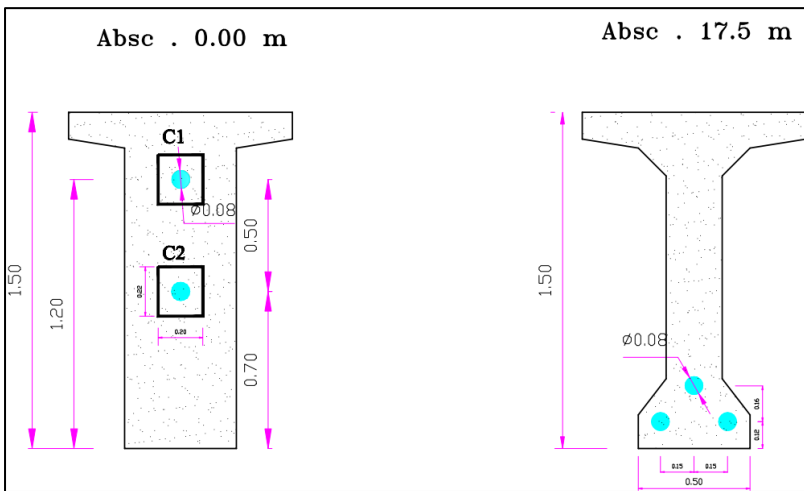
Position (m)	0	L/8	L/4	L/2
$\Sigma \cos \alpha_i$	1,969	2,865	2,865	3,000
P	2,083	2,083	2,083	2,083
$P \cdot \Sigma \cos \alpha_i$	4,101	5,966	5,966	6,248
P_f	4,101	5,966	5,966	6,248
B_h	1,182	1,016	0,920	0,920
V_h	0,705	0,673	0,626	0,626
V'_h	1,045	1,077	1,124	1,124
ρ_h	0,381	0,370	0,434	0,434
C	0,478	0,364	0,385	0,380
C'	0,862	0,673	0,793	0,779
M_{\min} (MN.m)	0	1,87	3,12	6,63
M_{\max} (MN.m)	0	3,062	4,906	4,275
M_{\min}/P_i	0	0,313	0,523	1,061
M_{\max}/P_i	0	0,513	0,822	0,684
$-M_{\min}/P_i - C'$	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
$-M_{\max}/P_i + C$	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e_1	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e_2	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
e_p	-0,095	-0,207	-0,650	-0,954
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Annexe C. 3. Les valeurs des contraintes normales.

	section	abscisse	P (MN)	P/B	contrainte due au moment de pré			contrainte due au poids propre			contrainte totale		interprétation
					Mp (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	Mg (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)	
1ère étape	about	0,0	1,150	2,8594	0,3261	1,3467	-1,5863	0,0000	0,0000	0,0000	4,2061	1,2731	vérifié
		0,5	1,150	2,8594	0,1420	0,5864	-0,6907	0,1176	0,4854	-0,5718	3,9312	1,5969	
	inter	4,7	1,150	3,4352	-0,5386	-2,4832	3,0377	0,9553	4,4044	-5,3880	5,3565	1,0850	
		8,8	1,150	4,2385	-1,1814	-5,4471	6,6635	1,5251	7,0320	-8,6022	5,8234	2,2998	
	Médiane	13,2	1,150	4,2385	-1,5267	-7,0389	8,6107	1,8668	8,6071	-10,5291	5,8067	2,3202	
		17,5	1,150	4,2385	-1,6532	-7,6226	9,3247	1,9218	8,8606	-10,8392	5,4766	2,7240	
2ème étape	about	0,0	2,264	5,6257	0,6417	2,6495	-3,1209	0,0000	0,0000	0,0000	8,2752	2,5048	vérifié
		0,5	2,264	5,6257	0,2794	1,1536	-1,3589	0,1299	0,5295	-0,6320	7,3088	3,6348	
	inter	4,7	2,264	6,7586	-1,0596	-4,8855	5,9765	1,0613	4,8933	-5,9860	6,7664	6,7490	
		8,8	2,264	8,3390	-2,3243	-10,716	13,1099	1,7060	7,8656	-9,6221	5,4878	11,8269	
	Médiane	13,2	2,264	8,3390	-3,0036	-13,848	16,9410	2,1102	9,7293	-11,9019	4,2197	13,3781	
		17,5	2,264	8,3390	-3,2526	-14,996	18,3457	2,2076	10,1785	-12,4514	3,5206	14,2333	
3ème étape	about	0,0	2,189	5,4394	0,6204	2,5617	-3,0176	0,0000	0,0000	0,0000	8,0011	2,4218	vérifié
		0,5	2,189	5,4394	0,2701	1,1154	-1,3139	0,1979	0,8066	-0,9627	7,3615	3,1627	
	inter	4,7	2,1891	6,5348	-1,0245	-4,7237	5,7786	1,6197	7,4681	-9,1357	9,2791	3,1776	
		8,8	2,189	8,0629	-2,2474	-10,362	12,6758	2,6096	12,0321	-14,7189	9,7330	6,0197	
	Médiane	13,2	2,189	8,0629	-2,9041	-13,390	16,3800	3,2394	14,9360	-18,2712	9,6088	6,1717	
		17,5	2,189	8,0629	-3,1449	-14,500	17,7382	3,4072	15,7093	-19,2173	9,2719	6,5838	
4ème étape	about	0,0	2,189	3,7910	0,6204	1,3074	-1,9818	0,0000	0,0000	0,0000	5,0984	1,8092	vérifié
		0,5	2,189	3,7910	0,2701	0,5693	-0,8629	0,1979	0,4171	-0,6323	4,7774	2,2958	
	inter	4,7	2,189	6,4097	-1,0245	-2,2533	4,1977	1,6197	3,5623	-6,6364	7,7187	3,9710	
		8,8	2,189	7,3316	-2,1780	-4,7901	8,9237	2,6096	5,7395	-10,6922	8,2810	5,5631	
	Médiane	13,2	2,189	7,3316	-3,7980	-8,3530	15,5611	3,2394	7,1246	-13,2727	6,1033	9,6200	
		17,5	2,189	7,3316	-4,3671	-9,6049	17,8931	3,4072	7,4935	-13,9599	5,2203	11,2649	
5ème étape	Médiane	17,5	2,189	7,3316	-4,3671	-9,6049	17,8931	6,6320	14,5861	-26,5193	12,3129	-1,2946	vérifié



Annexe C. 4. Schéma de câblage



Annexe C. 5. Les dimensions de l'appareil d'appui

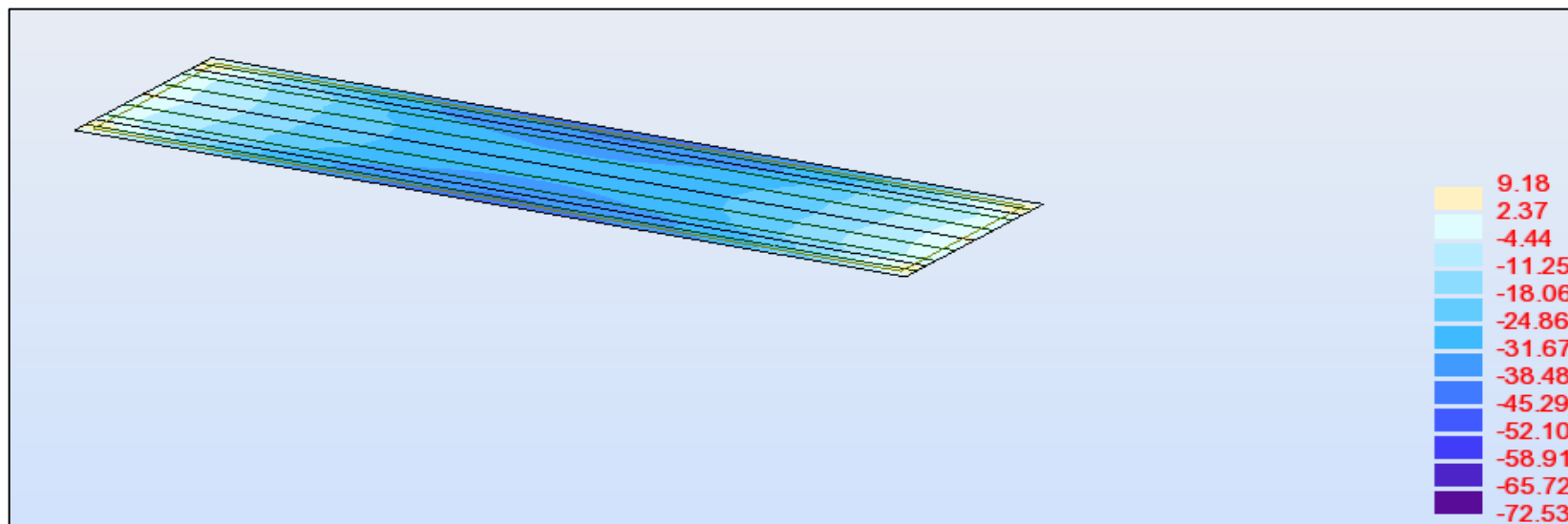
ANNEXE D

Annexe D. 1. Détail de calcul de la stabilité de culée.

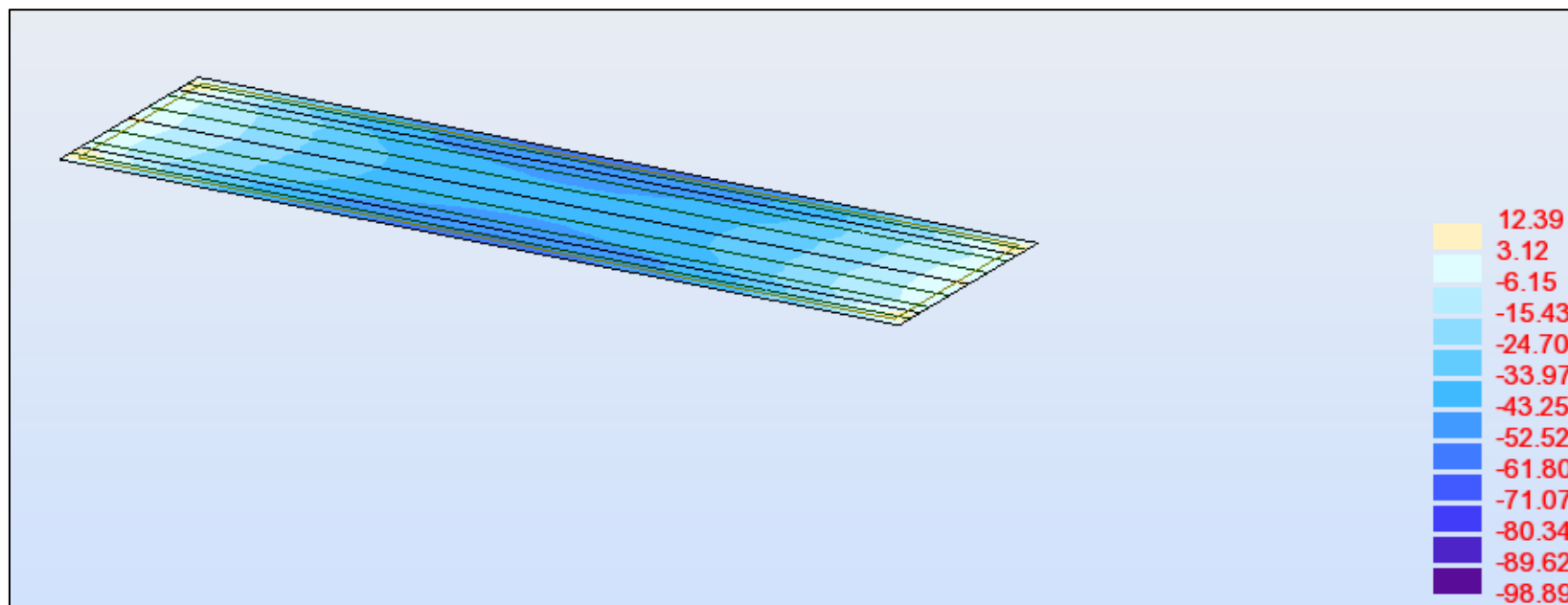
Eléments	CAS NORMAL				
	V (KN)	H (KN)	Z (m)	MR(KN.m)	MS
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5
TERRES					
Poussée des terres	--	1943,04	4,167	9596	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	374,157	6,635	2482,529	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	73	--	1,45	--	105,85
Sur culée	27	--	5,45	--	147,15
Freinage sur tablier Bc	--	0	11,77	0	--
Surcharge roulantes sur tablier A(l)	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19879,58	2317,20		12078,53	69100,43

Eléments	CAS SISMIQUE 1				
	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,73	--	661,5
TERRES					
Poussée des terres	--	3164,8	4,167	15629,848	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
SURCHARGES				2443,182	
Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	609,422	6,64	4043,514	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02
Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08
Freinage sur tablier Bc	--			0	--
Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19869,58	3774,22		19673,36	68987,53

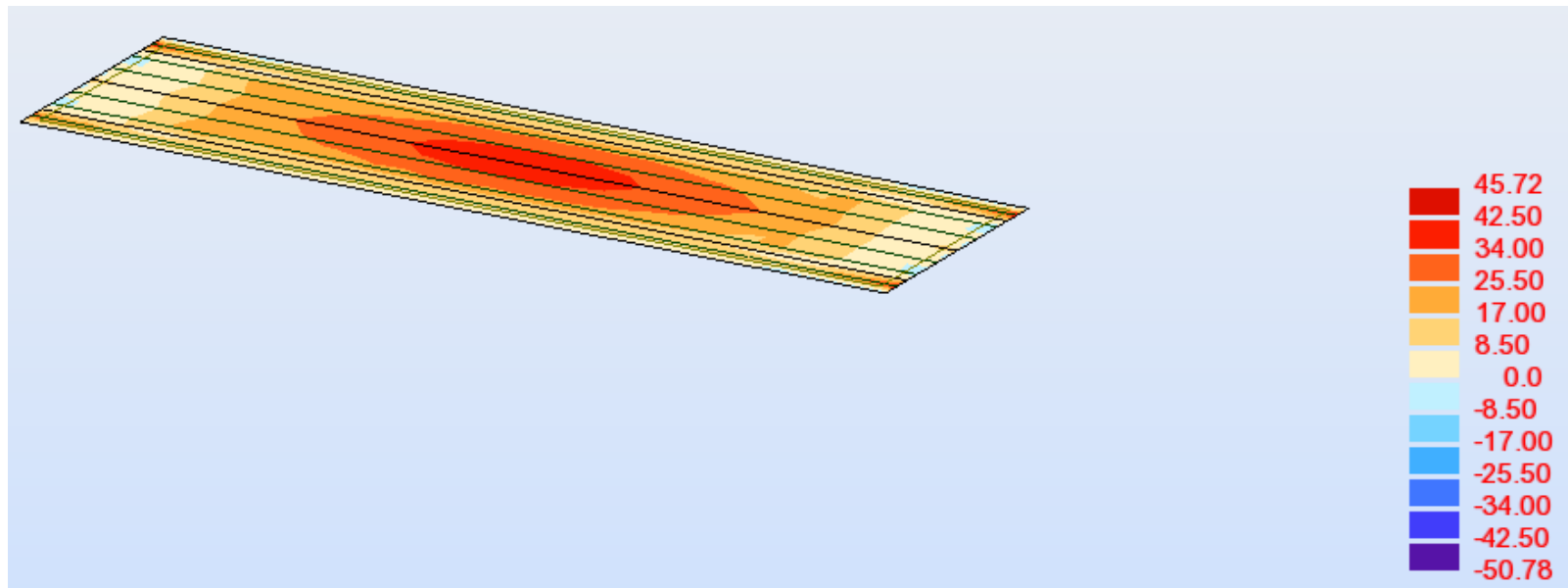
CAS SISMIQUE 2						CAS SISMIQUE 3					
Eléments	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)	Eléments	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45	Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68	Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840	Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77	Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032	Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911	Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76	Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5	Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5
TERRES						TERRES					
Poussée des terres	--	3002,88	4,167	14830,182		Poussée des terres	--	2886,592	4,167	14255,876	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134	Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
SURCHARGES	--	--	--	2318,182	--	SURCHARGES				2228,409	
Surcharge sur remblai						Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	578,242	6,635	3836,636	--	Poussée "R"	--	555,849	6,635	3688,061	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632	Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES						SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02	Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02
Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08	Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08
Freinage sur tablier Bc	--	--	9,83	0	--	Freinage sur tablier Bc	--	--	9,83	0	--
Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0	Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5	Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19869,58	3581,12		18666,82	68987,53	TOTAL	19869,58	3442,44		17943,94	68987,53



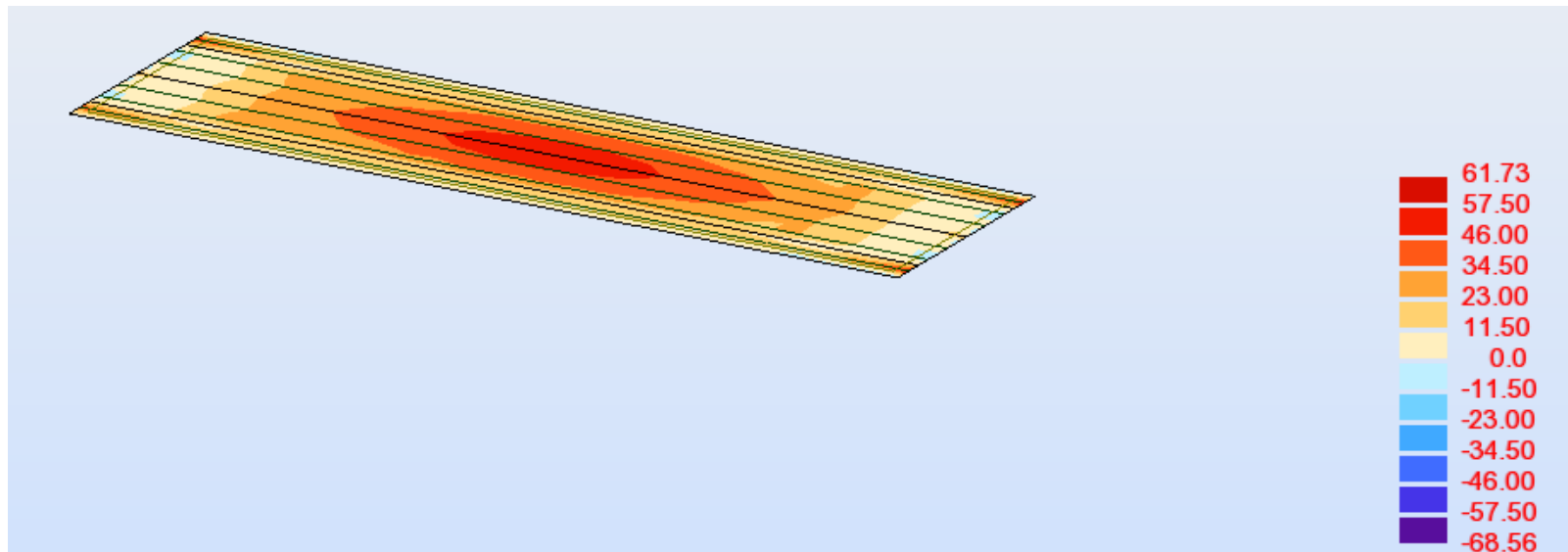
Annexe D. 10. Capture cartographique des moments M_{xx} de l'hourdis à l'ELS



Annexe D. 11. Capture cartographique des moments M_{xx} de l'hourdis à l'ELU

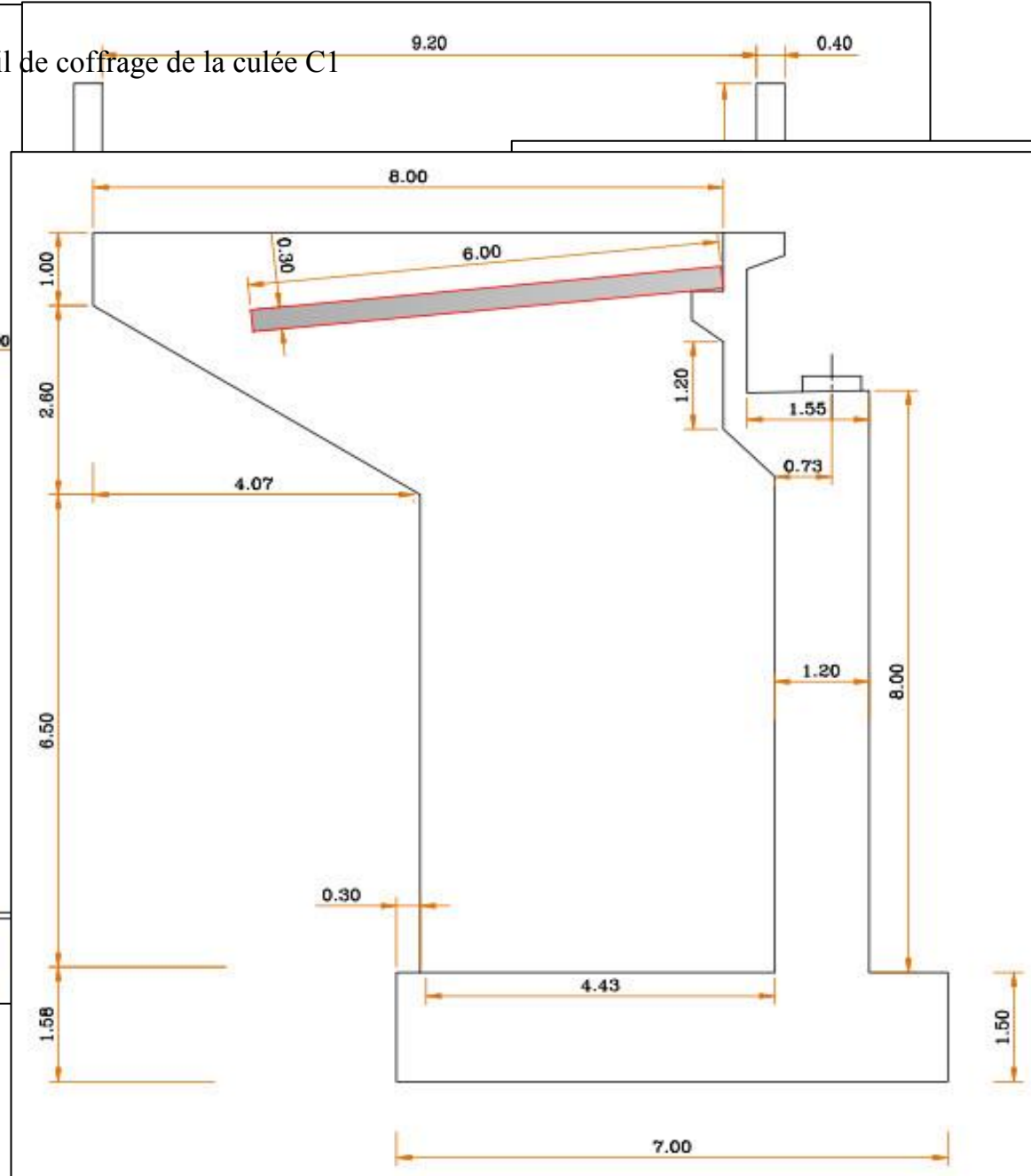
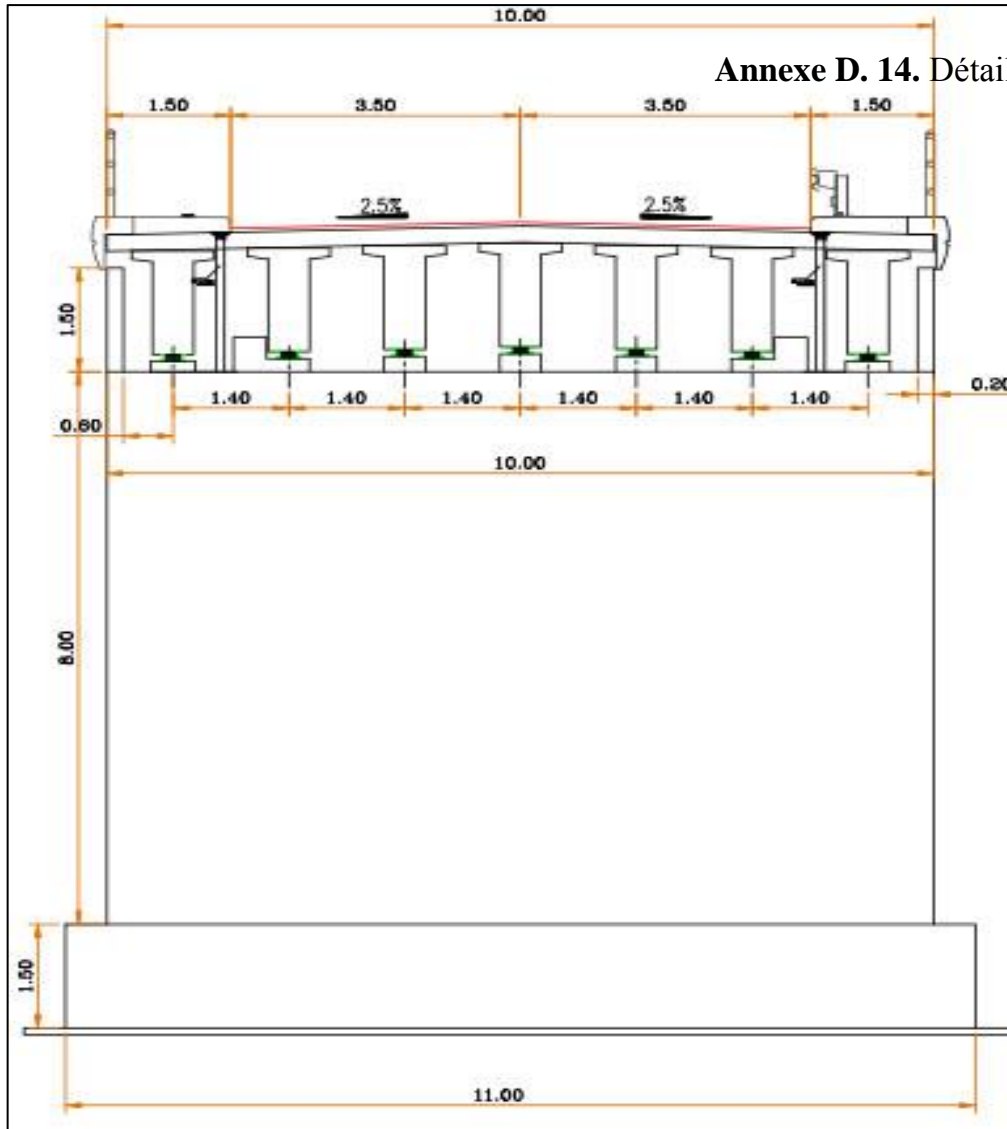


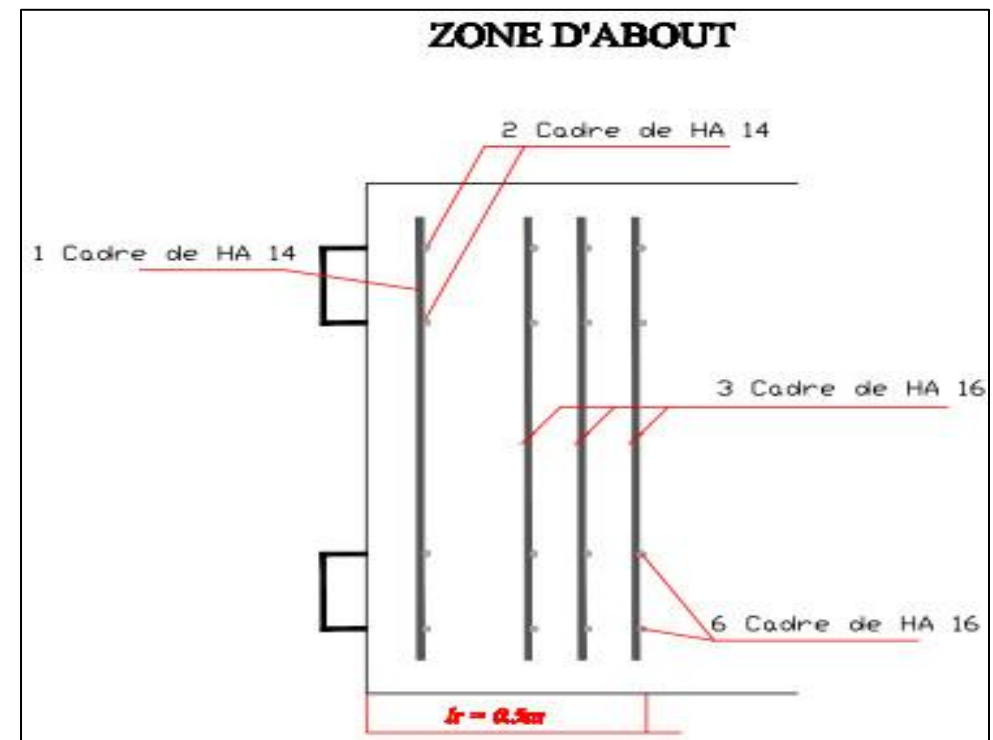
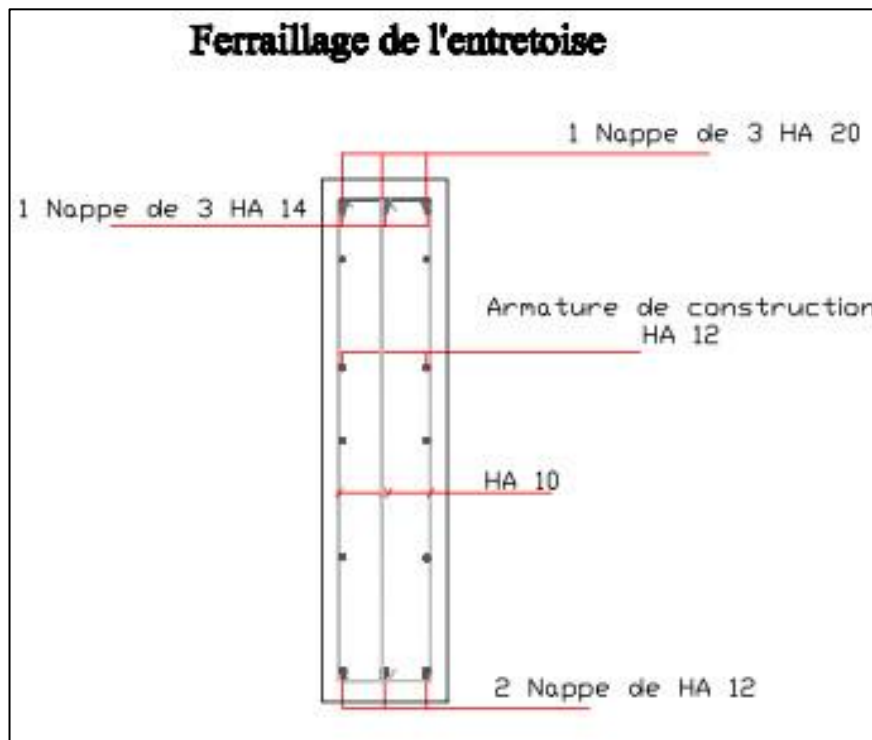
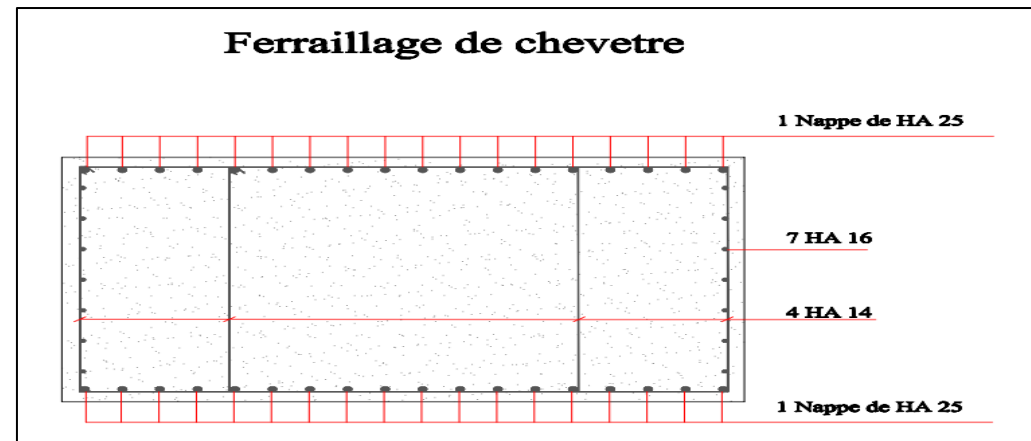
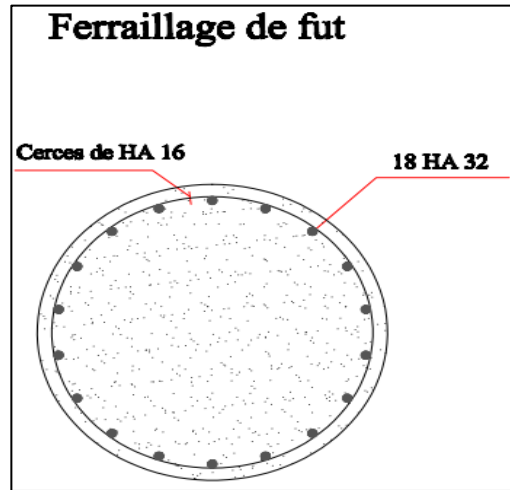
Annexe D. 12. Capture cartographique des moments Myy de l'hourdis à l'ELS



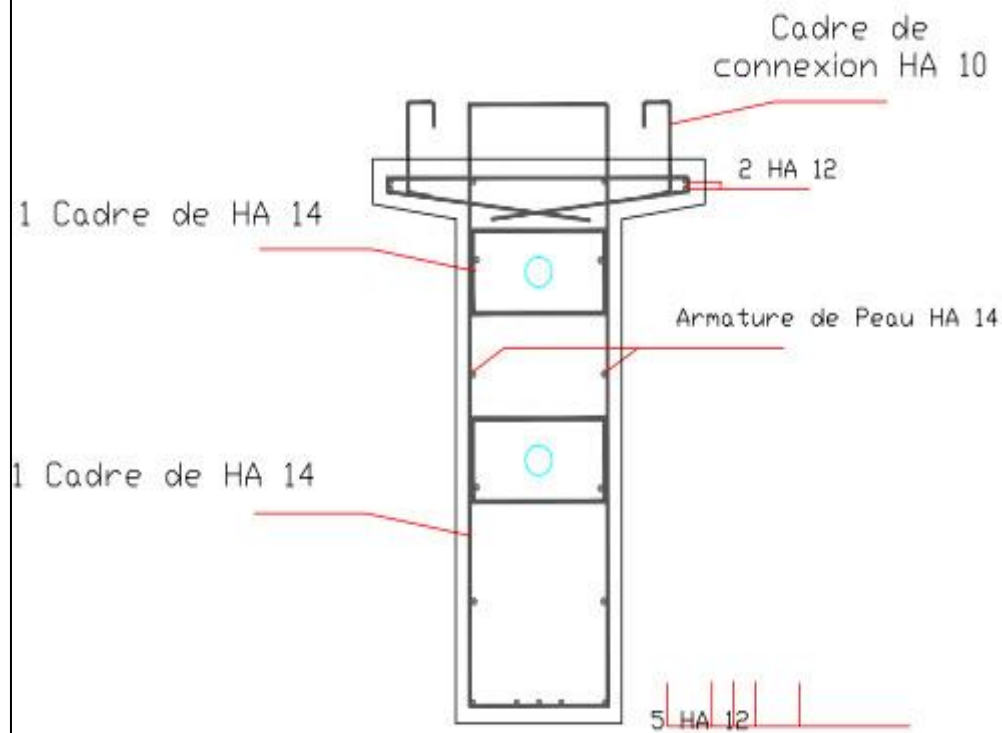
Annexe D. 13. Capture cartographique des moments Myy de l'hourdis à l'ELU

Annexe D. 14. Détail de coffrage de la culée C1

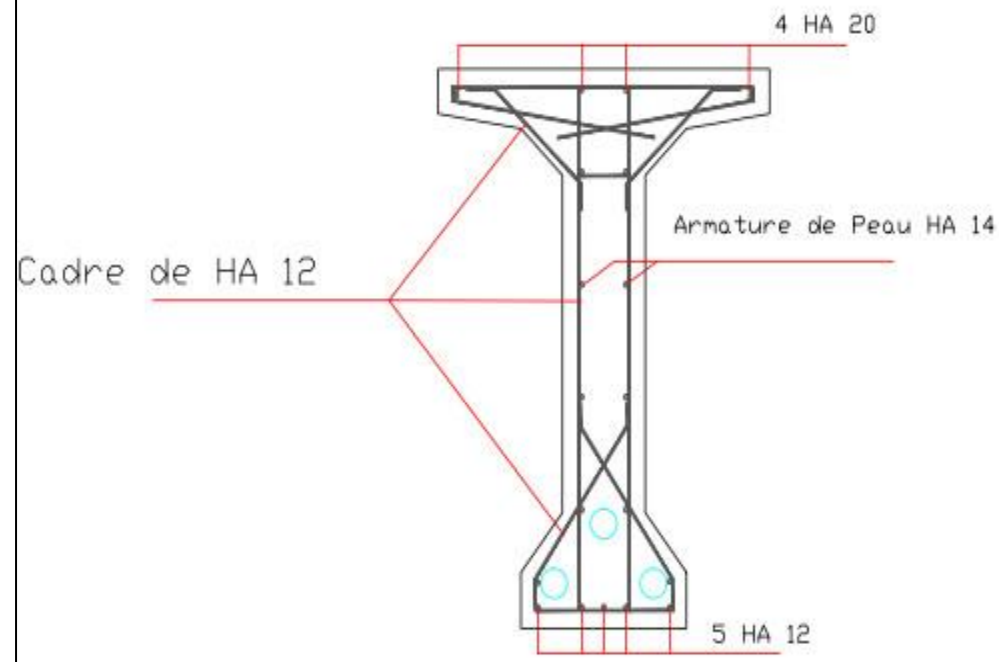




Ferraillage de la poutre section d'about



Ferraillage de la poutre section Médiane



Annexe D. 2. Vérification de Section en Flexion Simple Pour l'Entretoise

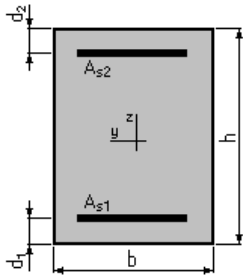
Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 125.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 4.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 12.7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.46 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}$

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	206.54	-638.63
Etat Limite de Service	114.69	-349.03
Etat Limite Ultime (Accidentel)	238.07	-737.03

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\text{max}} = 206.54$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -638.63$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 115.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.98$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 104.7$ (MPa)

ANNEXE D

Etat ELS $M_{max} = 114.69$ (kN*m) $M_{min} = -349.03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 14.04

Position de l'axe neutre : $y = 31.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 109.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 17.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 16.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{max} = 238.07$ (kN*m) $M_{min} = -737.03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 9.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 116.1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.88$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 84.9$ (MPa)

Annexe D. 3. Vérification de Section en Flexion Simple Pour le chevêtre.

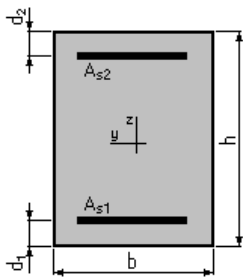
. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures :

ANNEXE D

Section théorique	$A_{s1} = 32.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 40.4$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 32.2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 287.5$ (cm ²)
	$\rho = 0.63$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.40$ (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1563.65	-1950.73
Etat Limite de Service	866.11	-1075.15
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1802.82	-2249.44

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 1563.65$ (kN*m) $M_{min} = -1950.73$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9.4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 111.2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.89$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 83.0$ (MPa)	

Etat ELS $M_{max} = 866.11$ (kN*m) $M_{min} = -1075.15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 28.6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 105.5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5.5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
comprimée:	$\sigma'_s = 68.3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{max} = 1802.82$ (kN*m) $M_{min} = -2249.44$ (kN*m)

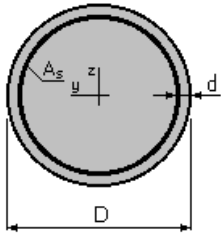
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 8.7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 111.5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.82$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500.0$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 69.3$ (MPa)	

Annexe D. 4. Vérification de Section en Flexion Déviée Composée Pour le fût.

Hypothèses :

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique $A_s = 143.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 56.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.27$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565.5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Excentricité des charges :

Excentricité : $e_y = 0.0$ (cm) $e_z = 0.0$ (cm)

5. Résultats :

Capacités limites :

	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	21925.56	0.00	-0.00
Etat Limite de Service	21693.49	0.00	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	26850.39	0.00	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU N = 21925.56 (KN) M_y = 0.00 (KN*m) M_z = -0.00 (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = +$ infini

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.00$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

ANNEXE D

Comprimée : $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Etat ELS $N = 21693.49$ (KN) $M_y = 0.00$ (KN*m) $M_z = -0.00$ (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = +$ infini

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{tj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{sLim} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $N = 26850.39$ (KN) $M_y = 0.00$ (KN*m) $M_z = -0.00$ (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = +$ infini

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Annexe D. 5. Vérification de Section en Flexion Simple Pour Mur garde grève.

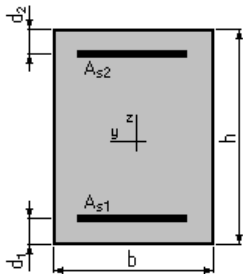
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

ANNEXE D

Section théorique	$A_{s1} = 28.7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1.15 \text{ (\%)}\text{)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}\text{)}$		

Moments limites :

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	261.07	-0.00
Etat Limite de Service	153.10	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	307.16	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 261.07 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B
 Position de l'axe neutre : $y = 10.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 20.9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 5.08 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 153.10 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.05
 Position de l'axe neutre : $y = 11.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 21.3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 12.5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{tj} = 16.2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 239.2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\text{max}} = 307.16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot
 Position de l'axe neutre : $y = 9.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 21.4 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 6.23 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Annexe D. 6. Vérification de Section en Flexion Simple Pour dalle de transition.

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

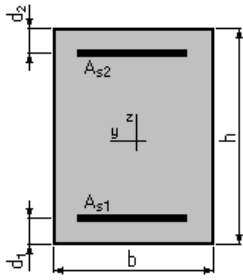
Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

ANNEXE D

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 21.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0.84 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$

Moments limites :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	201.84	-0.00
Etat Limite de Service	172.62	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	235.86	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 201.84 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 7.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8.17 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 172.62 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 9.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21.7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ Lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 235.86$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot

Position de l'axe neutre : $y = 6.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 22.4$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 9.74$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Annexe D. 7. Vérification de Section en Flexion Simple de Corbeau.

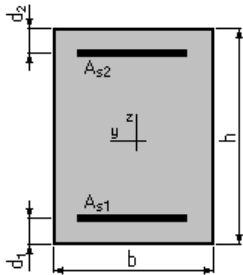
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 10.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.71$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Moments limites :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	136.73	-0.00
Etat Limite de Service	76.77	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	159.34	-0.00

ANNEXE D

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\max} = 136.73$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8.9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 31.4$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.40$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 76.77$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 12.9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 30.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9.7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\text{Lim}} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 159.34$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 31.9$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.88$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Annexe D. 8. Vérification de Section en Flexion Simple de la semelle de culé sens « xx ».

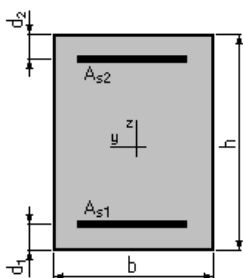
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



ANNEXE D

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 53.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 52.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0.73 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$

Moments limites :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3273.61	-3161.52
Etat Limite de Service	1818.42	-1757.71
Etat Limite Ultime (Accidentel)	3769.23	-3640.19

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 3273.61 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -3161.52 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 139.6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1.03 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 122.5 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 1818.42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -1757.71 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 35.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 133.1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 68.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\text{max}} = 3769.23 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -3640.19 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 139.8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.98 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

ANNEXE D

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 112.8$ (MPa)

Annexe D. 8. Vérification de Section en Flexion Simple de la semelle de culé sens « yy ».

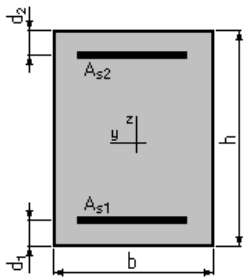
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 35.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 46.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.57$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.10$ (%)

Moments limites :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2191.58	-2821.45
Etat Limite de Service	1221.09	-1563.34
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2524.81	-3250.89

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 2191.58$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -2821.45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 139.8$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.98$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

ANNEXE D

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 120.5$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 1221.09$ (kN*m) $M_{\min} = -1563.34$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 34.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 133.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 67.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{sLim} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 2524.81$ (kN*m) $M_{\min} = -3250.89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 12.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 140.1$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.91$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 107.3$ (MPa)