République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V23.2 DU PK 44+802 AU PK 45+022 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU- AUTOUROUTE EST-OUEST

Présenté par :

MOHAMADI Mohamed Mahdi

MERABTINE Hocine

Encadré par :

Mme SEDIK Rezika

Mr AMIEUR Mohamed

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba



REMERCIEMENT

*En tout premier lieu, nous remercions **ALLAH**, tout puissant, de nous avoir donné la force ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.*

Nous désirons remercier nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

*Nous tenons à remercier, très sincèrement, notre encadreur **Mme SEDIK Rezika**, nous avons eu la chance de bénéficier de ses connaissances et compétences, de ses précieux conseils tout au long de travail.*

Nos remerciements s'adressent à tous les enseignants et les travailleurs de l'ENSTP sans exception.

Nous adressons également nos cordiaux et nos sincères remerciements aux ingénieures de ENGOA et toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail et qui n'ont pas pu être cités ici.

Nous tenons à remercier aussi les membres du jury pour leur présence, pour leur lecture attentive de ce mémoire, ainsi que pour les remarques qu'ils m'adresseront lors de cette soutenance afin d'améliorer notre travail.

إهداء

أحمد الله عزوجل الذي وفقني وصديقي محمد مهدي لإتمام هذا العمل، وأشكره على نعمه علينا سبحانه وتعالى...

الى التي صبرت على تربيتي وتعبت من أجلى لكي ترى ثمرة جهدها،

الى من أفضلها على نفسي، أمي العزيزة حفظها الله،

الى الذي لم يبخل علي بشيء في حياته، الى أبي الغالي أطال الله في عمره،

الى أساتذتي الخالصين الذين درسوني من القسم الابتدائي الى القسم الجامعي، الى إخوتي وجميع أفراد عائلتي وأصدقائي الاعزاء...

الى كل ممن تعرفت عليهم في حياتي الجامعية، وصبرت معهم في السراء والضراء، الى كل من يعرفني،

اليك انت ايها القارئ... أخوكم في الله ومحبكم فيه مرابطين حسين

نسير في دروب الحياة و يبقى من يسيطر على اذهاننا في كل مسلك نسلكه

إهداء

الحمد لله الذي هدانا لهذا العمل المتواضع و ماكنا لنهتدي

لولا ان هدانا ربنا تعالى ذو الجلال و الاكرام

أنحني إجلالا و تعظيما لوالدي الذين مهما بذلت ما وفيت جزءا قاسطا من حقهما علي

شكر خاص لكل الاساتذة الذين كانوا لنا عونا وذخرا

طيلة مشوارنا الدراسي

وتحية طيبة لكل اخواني سواء الذين نشأت معهم في عائلة واحدة

او الذين قدر لنا اللقاء بطريقة عجيبة فصرنا بحق عائلة واحدة متقاسمين افراحنا و أقراحنا

داعيا المولى عز وجل أن يطيل في أعماركم و يرزقكم بالخيرات

ملخص

يهدف هذا العمل المقدم الى تصميم ودراسة جسر رقم 23.2 المتواجد بين النقطة الكيلومترية802+44 و022+45 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو والطريق السيار شرق غرب على مستوى الجباحية.
بدأنا هذا العمل ببحث بيبليوغرافي حول فواصل القارعة للجسور آخذين بعين الاعتبار دوره والعوامل المتدخلة في اختيار النوع الانسب للاستعمال حسب الحالة وكذلك تناولنا في هذا الصدد طريقة تركيبه وطرق صيانته.
ثم تطرقنا الى تصميم الجسر معتبرين ثلاث نماذج تصميمية قمنا باختيار التصميم الذي نراه أنسب وأكثر ملاءمة استنادا الى عدة معايير وكان كالتالي: جسر ذو كمرات مسبقة الاجهاد (7 امتدادات مستقلة عن بعضها)
بعدها انتقلنا الى دراسة مختلف عناصره حيث شملت عناصر البنية الفوقية وكذلك التحتية معتمدين على حساب مختلف الحمولات وحسابات الخرسانة مسبقة الاجهاد دون ان ننسى الدراسة الزلزالية ومختلف التجهيزات الخاصة محترمين النظم والقوانين المعمول بها في الجزائر وغيرها.
يجدر بالذكر اننا قمنا بالاستعانة ببرنامج الروبوت للتحليل الانشائي 2010 وبرامج أخرى تأتي في التفاصيل.

الكلمات المفتاحية: جسر، الكمرات، مسبقة الاجهاد، فواصل القارعة، نماذج تصميمية، دراسة زلزالية.

Résumé

Ce travail soumis vise à concevoir et étudier le viaduc v23.2 situé entre PK44+802 et 45+022 au sein du projet routier reliant Tizi Ouzou et l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia.

Nous avons commencé ce travail par une recherche bibliographique sur les joints de chaussée, en prenant en considération leurs rôle et les facteurs impliqués dans le choix du type le plus approprié selon le cas, Ensuite, nous avons abordé la conception du pont en considérant trois variantes. Nous avons choisi la conception qui nous semble la plus approprié, et le choix a été fait en fonction de plusieurs critères, et elle était la suivante : Un pont à poutres précontraintes par post tension (7 travées indépendantes les unes des autres), Puis nous sommes passés à l'étude de ses différents éléments, qui comprenaient les éléments de superstructure ainsi que l'infrastructure, en s'appuyant sur le calcul de différentes charges et des calculs de béton précontraint, sans oublier l'étude sismique et divers équipements spéciaux, respectant les systèmes et lois en vigueur en Algérie et autres.

Il convient de noter que nous avons utilisé le programme Robot structural analysis 2010 et d'autres programmes qui viennent en détail.

Mot clé : Viaduc, poutres, précontrainte, joints de chaussées, variantes, étude sismique.

Abstract

This submitted work aims to design and study the bridge v23.2 located between the kilometer point 44+802and 45+022 within the road project connecting Tizi Ouzou and Djebahia.

We started this work with a literature search on pavement joints, taking into consideration their role and the factors involved in choosing the most appropriate type depending on the case, then we approached the design of the bridge by considering three variants. We chose the design that seemed most appropriate to us, and the choice was made based on several criteria, and it was as follows: a precast beam bridge (7 spans independent of each other), Then we moved on to the study of its different elements, which included the superstructure elements as well as the infrastructure, based on the calculation of different loads and precast concrete calculations, without forgetting the seismic study and various special equipment, respecting the systems and laws in force in Algeria and others.

Keywords: bridge, beams, precast, pavement joints, variants, seismic study.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE..... 1

I CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 2

I.1 INTRODUCTION : 2

I.2 ROLES ET FONCTIONS DES JOINTS DE CHAUSSEES : 2

I.3 LE CHOIX DES JOINTS DE CHAUSSEES : 2

I.3.1 Le souffle : 3

I.3.2 Le trafic : 4

I.3.3 L'étanchéité de l'ouvrage : 4

I.4 DESCRIPTION DES DIFFERENTS TYPES DES JOINTS DE CHAUSSEES : 4

I.4.1 Joint non apparent à revêtement normal : 4

I.4.2 Joint non apparent à revêtement amélioré : 5

I.4.3 Joint à hiatus : 6

I.4.4 Joint à peigne en console : 6

I.4.5 Joint à pont appuyé : 7

I.4.6 Joint à pont en bande : 7

I.5 COMPARAISON DES DIFFERENTS TYPES : 8

I.6 POSE DES JOINTS MECANIQUES : 9

I.6.1 Différents types de pose : 9

I.7 POSE EN FEUILLURE : 10

I.7.1 Réservation 10

I.7.2 Mise en place du ferraillage complémentaire et coffrage : 10

I.7.3 Bétonnage/coulage des joints : 10

I.8 LES TRAVAUX DE REPARATION ET DE JOINT DE CHAUSSEE : 10

I.9 CAS DU REMPLACEMENT D'UN JOINT DE CHAUSSEE : 12

I.10 CONCLUSION : 12

II CHAPITRE II PRESENTATION DE PROJET. 13

II.1 INTRODUCTION : 13

II.2 PRESENTATION DE PROJET : 13

II.2.1 Obstacles à Franchir : 14

II.2.2 Objectif du projet 14

II.3 LES DONNEES DE PROJET : 14

II.3.1 Les données fonctionnelles : 14
II.3.2 Les données naturelles : 16
III CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT 20
III.1 INTRODUCTION 20
III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 20
III.2.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 20
III.2.2 Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 23
III.2.3 Variante 3 : « Pont mixte bipoutre » 26
III.3 ANALYSE MULTICRITERE : 29
III.3.1 Analyse des variantes : 31
III.4 Conclusion : 31
IV CHAPITRE IV CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 33
IV.1 INTRODUCTION : 33
IV.2 Normes : 33
IV.3 Matériaux : 33
IV.3.1 Béton : 33
IV.3.2 Armatures : 34
IV.4 Contraintes admissibles : 35
IV.4.1 Béton : 35
IV.4.2 Aciers : 36
IV.5 EVALUATION DES ACTIONS : 36
IV.5.1 Evaluation des actions hors trafic : 36
IV.5.2 Evaluation des actions dues au trafic : 37
IV.6 MODELISATION : 44
IV.6.1 Résultats : 45
IV.7 CONCLUSION : 47
V CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 49
V.1 INTRODUCTION : 49
V.2 PROCEDES DE PRECONTRAINTES : 49
V.2.1 Procédé par post tension 49
V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE : 50
V.3.1 Valeur minimale de la précontrainte : 50
V.3.2 Détermination nombre de câble : 51

V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES : 52
V.5 POSITION DES CABLES : 53
V.5.1 Tracé des câbles : 55
V.5.2 Angle de relevage α : 55
V.6 CALCUL DES PERTES : 56
V.6.1 Les pertes de tension instantanées : 57
V.6.2 Les pertes de tension déférées : 58
V.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS : 59
V.7.1 Effort de précontrainte : 60
V.7.2 Justification des contraintes normales : 61
V.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS : 62
V.9 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU : 63
V.10 Section des armatures transversales : 63
V.11 FERRAILLAGE DE LA POUTRE : 63
V.11.1 Les armatures de la zone tendues : 63
V.11.2 Les armatures de peau : 64
V.12 CONCLUSION : 64
VI CHAPITRE VI ETUDE DE L'HOURDIS 66
VI.1 INTRODUCTION : 66
VI.2 Vérification de la flèche : 66
VI.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre : 66
VI.2.2 Contre flèche de précontrainte : 66
VI.2.3 Flèche maximale à ELS : 67
VI.2.4 Flèche totale : 67
VI.3 ETUDE DE L'HOURDIS : 67
VI.3.1 Ferraillage sous la flexion transversale : 67
VI.3.2 Ferraillage de la dalle : 68
VI.4 CONCLUSION : 69
VII CHAPITRE VII ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT 71
VII.1 INTRODUCTION : 71
VII.2 APPAREIL D'APPUI : 71
VII.2.1 Aire de l'appareil d'appui : 72
VII.2.2 L'épaisseur de l'appareil d'appui T : 72
VII.2.3 Dimensionnement des frettes : 72

VII.3 ETUDE SISMIQUE : 73
VII.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique : 73
VII.3.2 Méthode de calcul : 73
VII.3.3 Spectre de réponse : 73
VII.3.4 Modes propres : 75
VII.3.5 Combinaison des composantes de l'action sismiques : 75
VII.3.6 Efforts sismiques : 76
VII.4 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 : 76
VII.4.1 Résistance à la compression : 76
VII.4.2 Sécurité au flambement : 76
VII. 4.3 Limitation de la distorsion : 76
VII.4.4 Condition de non-glissement : 77
VII.5 DES D'APPUIS : 77
VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile : 77
VII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis : 77
VII.6 AUTRES EQUIPEMENTS : 78
VII.6.1 Joint de chaussée : 78
VII.6.2 L'assainissement d'un pont : 80
VII.6.3 Les corniches : 80
VII.7 CONCLUSION : 80
VIII CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 82
VIII.1 INTRODUCTION : 82
VIII.2 ETUDE DE LA PILLE : 82
VIII.2.1 Conception de la pile : 82
VIII.2.2 Evaluation de la raideur totale K : 83
VIII.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile : 84
VIII.2.4 Combinaisons des efforts : 84
VIII.2.5 Ferraillage de la pile : 84
VIII.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE : 88
VIII.3.1 Etude de la semelle : 88
VIII.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile : 88
VIII.3.3 Nombre des pieux : 89
VIII.3.4 Effort revenant à chaque pieu : 89
VIII.3.5 Ferraillage de la semelle : 90

VIII.3.6 Etude des pieux : 91
VIII.4 ETUDE DE LA CULEE : 93
VIII.4.1 Les divers types de la culée : 93
VIII.4.2 Pré dimensionnement de la culée : 94
VIII.4.3 Vérification de la stabilité de la culée : 95
VIII.4.4 Ferraillage des éléments de la culée : 96
VIII.5 CONCLUSION : 101
CONCLUSION GENERALE 103
BIBLIOGRAPHIE
ANNAXES
ANNAXE A
ANNAXE B
ANNAXE C
ANNAXE D

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I. 1 Décomposition du souffle. 3
Figure I. 2 Composantes du souffle. 3
Figure I. 3 Joint non apparent à revêtement normal. 5
Figure I. 4 Joint non apparent à revêtement amélioré. 5
Figure I. 5 Joint à hiatus. 6
Figure I. 6 Joint cantilever. 6
Figure I. 7 Joint à pont appuyé 7
Figure I. 8 Joint à pont en bande. 7
Figure I. 10 Réservation du joint de chaussée 9

Chapitre II

Figure II. 1 Implantation du tronçon 2 sur la carte d'état-major 13
Figure II. 2 Plan synoptique de l'ouvrage sur une image satellitaire 14
Figure II. 3 Tracé en plan V23.2 15
Figure II. 4 Profil en travers V23.2 15
Figure II. 5 Profil en long viaduc V23.2 16
Figure II. 6 Carte de zonage sismique de l'Algérie 16
Figure II. 7 Vue en élévation géologique 18

Chapitre III

Figure III. 1 Pont à poutre précontrainte par post tension (VIPP). 20
Figure III. 2 Notation des dimensions 21
Figure III. 3 Notations des dimensions. 24
Figure III. 4 section de poutre métallique. 27

Chapitre IV

Figure IV. 1 Disposition de système de chargement Bc. 39
Figure IV. 2 Disposition de système de Bt. 40
Figure IV. 3 Disposition de système de Br. 41
Figure IV. 4 Convoi de charge Mc 120. 42
Figure IV. 5 Convoi exceptionnel D240. 43
Figure IV. 6 Modèle de calcul pont à poutre. 45
Figure IV. 7 Moment maximal à l'ELS. 46
Figure IV. 8 Effort tranchant maximal à l'ELS. 46
Figure IV. 9 Moment maximal à l'ELU. 46
Figure IV. 10 Effort tranchant maximal à l'ELU. 46

Chapitre V

Figure V. 1 Vérification de la contrainte. 52
Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte. 53
Figure V. 3 Caractéristiques des plaques d'ancrages. 54
Figure V. 4 position des câbles-section d'about 55
Figure V. 5 Position des câbles-section médiane. 55
Figure V. 6 Tracé des câbles. 56
Figure V. 7 Diagramme des contraintes. 63
Figure V. 8 Ferraillage de la poutre. 64

Chapitre VI

Figure VI. 1 Flèche due au poids propre. 66
Figure VI. 2 Contre flèche de précontrainte. 66
Figure VI. 3 La flèche maximale du tablier en service. 67
Figure VI. 4 La modélisation de l'hourdis. 67
Figure VI. 5 Diagramme des moments max à l'ELU. 68
Figure VI. 6 Diagramme des moments max à l'ELS. 68
Figure VI. 7 Ferraillage de la dalle. 69

Chapitre VII

Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui. 71
Figure VII. 2 Modèle de calcul multimodal. 73
Figure VII. 3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale 74
Figure VII. 4 Ferraillage de dés d'appui. 78
Figure VII. 5 Modèles des joints Wd. 79
Figure VII. 6 Joint du type Wd. 80
Figure VII. 7 Dimensions de la corniche préfabriquée. 80

Chapitre VIII

Figure VIII. 1 Conception de la pile. 82
Figure VIII. 2 Ferraillages des fûts. 85
Figure VIII. 3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 86
Figure VIII. 4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 86
Figure VIII. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 86
Figure VIII. 6 Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 86
Figure VIII. 7 Dimensionnement a la torsion. 87
Figure VIII. 8 Ferraillage de chevêtre. 88
Figure VIII. 9 Ferraillage de la semelle. 91
Figure VIII. 10 Ferraillage du pieu. 93
Figure VIII. 11 Les éléments de la culée. 93
Figure VIII. 12 Dimension de la culée. 94
Figure VIII. 13 Les sollicitations dus au mur à l'ELS. 100
Figure VIII. 14 Ferraillage de la culée. 101

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1 Comparaison des différents types. 8
Tableau I. 2 Action et réparation à entreprendre en fonction de la nature des désordres..... 11

Chapitre II

Tableau II. 1 classification des ponts 17
Tableau II. 2 Coefficient d'accélération de chaque zone (A) 17

Chapitre III

Tableau III. 1 Pré-dimensionnement de la variante 1 21
Tableau III. 2 Récapitulation de découpage des voussoirs. 23
Tableau III. 3 Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. 24
Tableau III. 4 Prédimensionnement de bipoutre. 26
Tableau III. 5 Dimensionnement des goujons. 27
Tableau III. 6 Avantages et inconvénients des trois variantes. 29
Tableau III. 7 Devis estimatif de la première variante. 30
Tableau III. 8 Devis estimatif de la deuxième variante. 30
Tableau III. 9 Devis estimatif de la troisième variante. 30

Chapitre IV

Tableau IV. 1 Caractéristiques de béton. 34
Tableau IV. 2 Caractéristiques des câbles de précontrainte. 34
Tableau IV. 3 Contraintes admissibles à la compression de béton. 35
Tableau IV. 4 Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 36
Tableau IV. 5 Les compléments de charges permanentes CCP 36
Tableau IV. 6 Caractéristique géométrique d'une dalle 36
Tableau IV. 7 Caractéristique géométrique d'une poutre. 37
Tableau IV. 8 Poids des éléments du pont. 37
Tableau IV. 9 Poids du tablier poutres. 37
Tableau IV. 10 Gradient thermique. 37
Tableau IV. 11 Classe du pont. 38
Tableau IV. 12 Coefficient a1. 38
Tableau IV. 13 valeur de A(l). 39
Tableau IV. 14 Valeur de bc. 40
Tableau IV. 15 Les valeurs de Bc. 40
Tableau IV. 16 Valeur de bt. 41
Tableau IV. 17 Les valeurs de Bt. 41
Tableau IV. 18 Les valeurs de δ. 43
Tableau IV. 19 L'effort de freinage de système A. 44
Tableau IV. 20 Combinaisons des charges à l'ELU. 45
Tableau IV. 21 Combinaisons des charges à l'ELU 45

Chapitre V

Tableau V. 1 Les caractéristiques géométriques des sections nettes. 50
Tableau V. 2 Résultats de logiciel. 50
Tableau V. 3 Caractéristiques des câbles. 51
Tableau V. 4 Caractéristiques des câbles. 51
Tableau V. 5 Résultats des contraintes. 52
Tableau V. 6 Résultats de vérification des contraintes. 53
Tableau V. 7 Position des câbles. 54
Tableau V. 8 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage. 56
Tableau V. 9 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte. 56
Tableau V. 10 Les résultats de calcule des pertes par frottements. 57
Tableau V. 11 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage. 57
Tableau V. 12 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton. 58
Tableau V. 13 Les résultats de calcul des pertes par retrait. 58
Tableau V. 14 Les résultats de calcul des pertes par fluage. 59
Tableau V. 15 Les résultats de calcul des pertes par relaxation. 59
Tableau V. 16 Caractéristiques des sections. 60
Tableau V. 17 Contraintes Admissibles. 60
Tableau V. 18 Position de câble moyen. 60
Tableau V. 19 Caractéristique de chaque phase de vérification. 61
Tableau V. 20 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2. 61
Tableau V. 21 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4. 62
Tableau V. 22 Les composantes de P. 62

Chapitre VII

Tableau VII. 1 Modes propres. 75

Chapitre VIII

Tableau VIII. 2 Raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis. 83
Tableau VIII. 3 Raideurs transversale statiques et dynamiques des appuis. 83
Tableau VIII. 4 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 84
Tableau VIII. 5 Combinaisons des efforts. 84
Tableau VIII. 6 Les dimensions de la semelle sous la pile. 88
Tableau VIII. 7 Combinaisons des efforts. 88
Tableau VIII. 8 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables. 89
Tableau VIII. 9 Tableau de WARNER. 92
Tableau VIII. 10 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu. 92
Tableau VIII. 11 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée. 94
Tableau VIII. 12 Evaluation des efforts dus au poids propre. 95
Tableau VIII. 13 Evaluations des efforts dus aux tabliers. 95
Tableau VIII. 14 Combinaisons des efforts maximales. 96
Tableau VIII. 15 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables. 96
Tableau VIII. 16 Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal. 96
Tableau VIII. 17 Les efforts agissants sur la dalle de transition. 97

Tableau VIII. 18 Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition. 97
Tableau VIII. 19 Combinaisons des actions agissant sur le corbeau. 98
Tableau VIII. 20 Les valeurs de Mp/K. 99
Tableau VIII. 21 Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève. 99

LISTE DES ABRIVIATIONS

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

CP : charges permanentes.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée.

9T15s : neuf (09) torons de quinze (15) fils.

Fprg : Résistance ultime a garantie.

Fpeg : Résistance limite élastique a garantie.

σsup : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σinf : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σp : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

G : module de cisaillement.

K : la Raideur.

Sa : Le spectre de réponse élastique.

σbc : Contrainte de compression admissible.

σbt : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

e : Espacement des armatures.

HT : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

E : Le module d'élasticité longitudinal.

Δσinsta : La perte de tension instantanée.

Δσdéf : La perte de tension déférée.

ΔP : la perte de tension.

τ : contrainte tangentielle.

As : la section des armatures.

T : la période.

λ : L'élancement.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

ENSTP 2020/2021

Les **infrastructures de transport** sont l'ensemble des installations fixes qu'il s'agisse de ponts, d'autoroutes, de lignes ferroviaires ou de métros ou encore de ports et d'aéroports.

Cet ensemble est nécessaire d'aménager pour permettre la circulation des véhicules et des personnes et plus généralement assurer le fonctionnement des systèmes de transport et le développement de l'économie.

Les projets d'infrastructure de transport doivent atteindre plusieurs objectifs Selon les règles générales de la politique de transport, ils doivent être à l'échelle mondiale respectez la sécurité, le confort, l'économie et la durabilité nécessaire pour limiter ou réduire divers effets négatifs : accidents, Risques, pollution, consommation d'énergie.

Un **pont** est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus de cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

Concevoir un pont, c'est essentiellement savoir dessiner un pont à la manière d'un architecte, imaginer et percevoir clairement son fonctionnement, et le prédéterminer en comprenant comment intégrer divers facteurs techniques inhérents à l'ouvrage tout en tenant compte des possibilités techniques et des conditions économiques.

Dans tous les cas, il est très important pour un ingénieur d'être conscient de son rôle social lorsqu'il participe à un projet de pont. Contrairement aux bâtiments qui dissimulent les réalisations des ingénieurs et les laissent remplacer par les architectes, les ponts démontrent la science, le talent et le goût des ingénieurs. C'est la raison pour laquelle le pont a nommé un ouvrage d'art.

Objectif et organisation du travail :

L'objet du présent mémoire de fin cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics dans l'école nationale supérieure des travaux publics est la conception et l'étude de viaduc V23.2 situé dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48km.

Notre travail se concentre sur les principaux aspects suivants :

- Présentation de l'ouvrage et proposition des variantes de conception.
- Retenir une variante, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges.
- La conception et l'étude de l'infrastructure.
- Conclusion de ce travail, mettant en évidence les principaux points retenu

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE Sur les Joints de Chaussée

ENSTP 2020/2021

I.1 INTRODUCTION :

Un joint est un espace entre deux portions d'une structure dont le but est de permettre à chacune des parties des déplacements relatifs. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuels mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc.…). Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement par de dispositifs sont appelés les joints de chaussées.

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

Le joint de chaussée est le dispositif qui équipe une coupure du tablier lorsque les lèvres de cette coupure se déplacent l'une par rapport à l'autre. C'est un équipement important pour le bon fonctionnement de l'ouvrage et sa durabilité.

I.2 ROLES ET FONCTIONS DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Les joints de chaussée doivent assurer deux fonctions principales sont :

- Assurer la libre dilatation des tabliers.
- Permettre la circulation en toute sécurité. Il ne doit pas y avoir de discontinuité de la chaussée ou une discontinuité d'adhérence dangereuse et les conditions de roulement aux abords et sur le joint doivent être bonnes.

Par ailleurs, il doit remplir les conditions suivantes :

- Être étanche où disposer d'un bon recueil des eaux et ne pas être un point de pénétration de l'eau sous l'étanchéité.
- Être silencieux, c'est-à-dire que les véhicules, au passage du joint, ne subissent pas un ressaut, mais aussi que le joint ne soit pas, lui-même, la source de bruit.
- Être d'un entretien le plus limité possible en durée, en coût et en nombre d'interventions.

I.3 LE CHOIX DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.

Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

Il y a deux autres paramètres constituant les éléments pour le choix d'un modèle de joint de chaussée sont : le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

Il est donc indispensable de définir ces données de base particulières à l'ouvrage.

I.3.1 Le souffle :

On appelle " souffle " (ou parfois " jeu ") d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle sont représentés sur la figure ci-dessous :

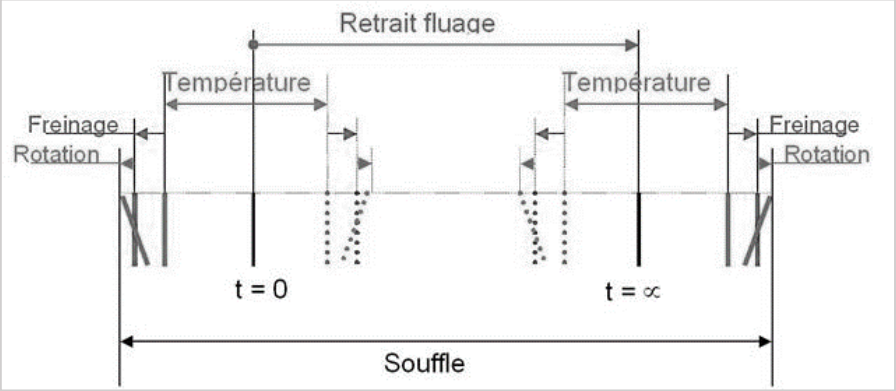


Figure I. 1 Décomposition du souffle.

- La température indiquée représente la dilatation thermique pure
- Freinage : sous charges.
- Rotation : charges, fluage, gradient thermique…

Le joint doit satisfaire aux trois degrés de liberté correspondant aux trois directions du déplacement relatif des deux éléments par rapport à l'axe de la voie.

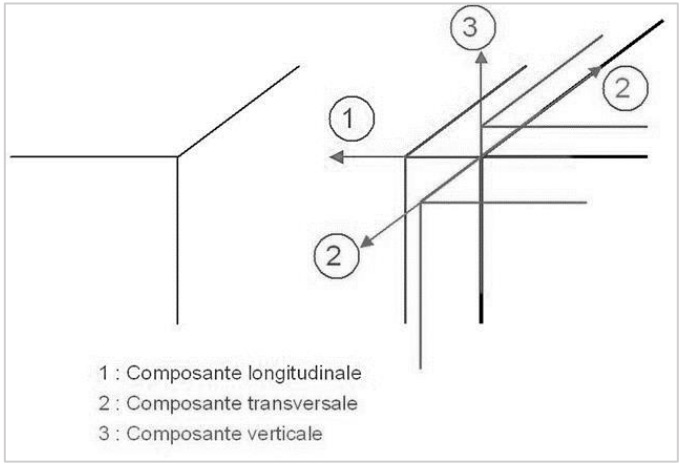


Figure I. 2 Composantes du souffle.

Le premier choix à effectuer est donc de sélectionner la ou les famille(s) de joint de chaussée dont le domaine d'emploi est compatible avec le souffle calculé.

I.3.2 Le trafic :

Le dispositif doit être adapté, de part de sa conception, à la fréquence des mouvements et aux efforts qu'il subit.
La fréquence des passages joue un rôle primordial par l ' effet de fatigue qu'il provoque.

Le problème que pourrait poser le trafic de chantier n'est pas évoqué car la solution qui s'avère la plus sage, la plus économique et la plus sûre est de l'éluder en reportant la pose du joint après l'achèvement des gros trafics de chantier et en particulier après la mise en œuvre des couches de chaussée.

I.3.3 L'étanchéité de l'ouvrage :

La disposition qui consiste à munir les ouvrages d ' art d ' une étanchéité que l ' on suppose efficace a trois incidences sur les joints ;

- La continuité de l ' étanchéité de l ' ouvrage au ras du joint,
- L 'étanchéité dans le vide du joint,
- La continuité de l ' étanchéité dans le caniveau et dans la bordure de trottoir.

I.4 DESCRIPTION DES DIFFERENTS TYPES DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Depuis les années 1980, les joints de chaussées sont classés en quatre grandes familles :

- Joint non apparent à revêtement, normal ou amélioré.
- Joint à hiatus (ou à lèvres) et remplissage du vide par un produit élastique.
- Joint à pont en porte à faux.
- Joint à pont souple, appuyé ou en bande.

La réglementation européenne en cours d'élaboration distinguera six familles :

- Joint sous revêtement.
- Joint à revêtement amélioré.
- Joint à un seul hiatus.
- Joint à matelas.
- Joint cantilever,
- Joints à plaques appuyées.
- Joint modulaire.

Description succincte de types de joints les plus courants :

I.4.1 Joint non apparent à revêtement normal :

Le pontage au-dessus du vide se fait par diverses solutions d'un intérêt secondaire car le domaine d'emploi est surtout limité par les possibilités du revêtement à supporter la compression et surtout la traction. C'est pourquoi on utilise, parfois, au droit du joint, un matériau de chaussée plus performant.

Le joint non apparent à revêtement normal consiste en la mise en place d'une feuille, de cuivre ou de bitume élastomère armé, fixée sur la structure et prise en sandwich dans l'étanchéité de l'ouvrage.

Le revêtement de la chaussée est mis en œuvre sur le joint, la chaussée au droit du joint doit obligatoirement être souple et avoir une épaisseur minimale de l'ordre de 10 cm.

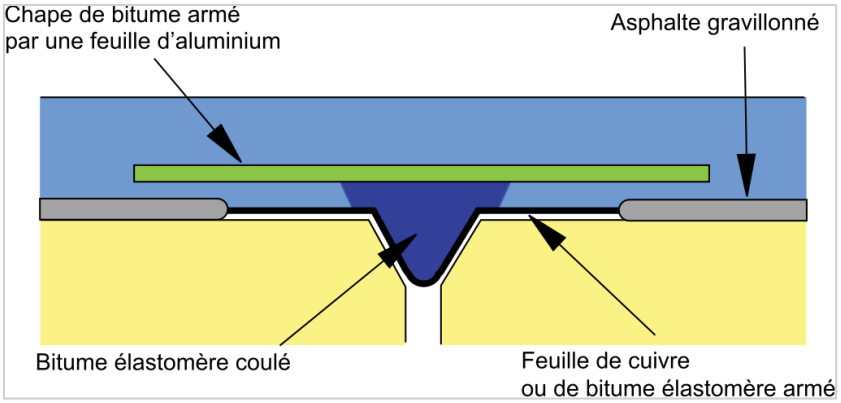


Figure I. 3 Joint non apparent à revêtement normal.

I.4.2 Joint non apparent à revêtement amélioré :

Le joint est ici constitué d'un revêtement enrobé spécial s'appuyant sur une plaque de pontage. Le revêtement amélioré est un enrobé composé en général d'un bitume modifié par l'adjonction de polymères.

Dans le cas du choix d'un joint à revêtement amélioré, il est conseillé, pour diminuer les risques de fluage, d'orniérage ou de glissance, d'adopter les dispositions suivantes :

- Diminuer les largeurs du joint et de la plaque de pontage par rapport à celles requises pour une mise en œuvre classique,
- Chanfreiner les angles des arêtes des lèvres des maçonneries pour éviter, lors des mouvements verticaux différentiels un poinçonnement de la tôle de pontage.

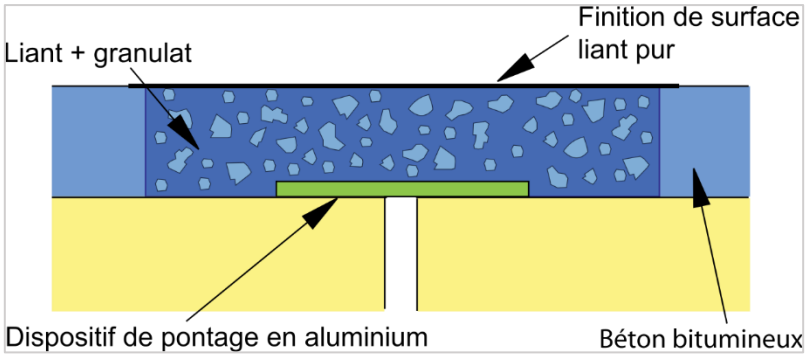


Figure I. 4 Joint non apparent à revêtement amélioré.

I.4.3 Joint à hiatus :

Le hiatus étant le vide séparant les deux structures

Les joints à hiatus, antérieurement dénommés joints à lèvres, comprennent en général un matériau qui comble le vide entre les lèvres. Celles-ci peuvent être en acier (profilé, fonte…), en alliage d'aluminium, en élastomère, en béton de ciment, en mortier de polymère thermodurcissable (résine époxy par exemple).

Le remplissage du vide est assuré par un profilé en élastomère en caisson. Celui-ci n'a qu'un rôle d'étanchéité mais non de support de la roue, sinon ce serait un joint à bande.

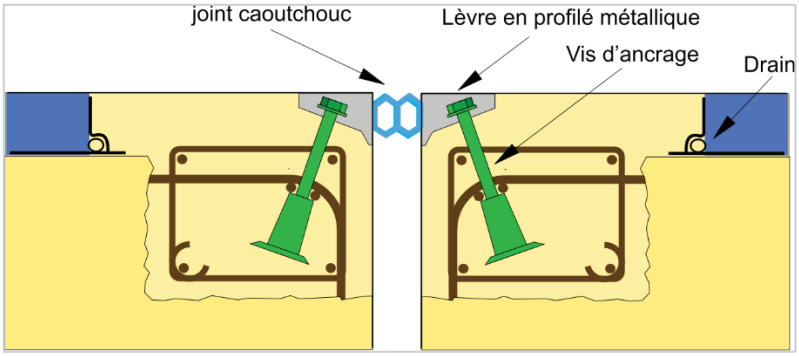


Figure I. 5 Joint à hiatus.

I.4.4 Joint à peigne en console :

Le joint cantilever, ou joint en porte-à-faux ou joint en console, est constitué de deux parties métalliques symétriques en forme de peigne, complétées par une plaque de caoutchouc extrudé sous-jacente permettant d'assurer l'étanchéité.

Les dents du peigne peuvent avoir plusieurs formes : triangulaires, trapézoïdales ou arrondies. La présence de dentures triangulaires permet l'emploi de ce joint sur des ouvrages d'un biais allant jusqu'à 20 gr.

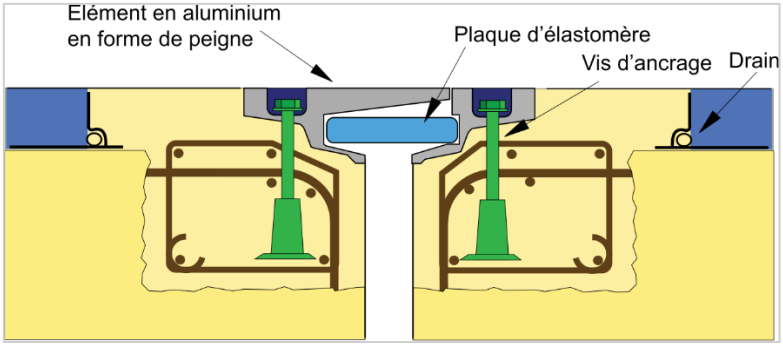


Figure I. 6 Joint cantilever.

I.4.5 Joint à pont appuyé :

Les joints à pont appuyé comportent un élément ancré sur un côté de la structure, souvent en forme de peigne, mais pas obligatoire, s'appuyant sur un élément ancré dans l'autre partie de la structure. Le pont peut ainsi être une tôle en acier enrobée d'une couche de caoutchouc, par adhérisation.

Ce modèle de joint n'est pas étanche. Aussi, il doit être complété par un dispositif de recueil des eaux. Celui-ci peut être constitué par une bavette en caoutchouc pincée sous le joint et formant une gouttière dans le vide entre les maçonneries.

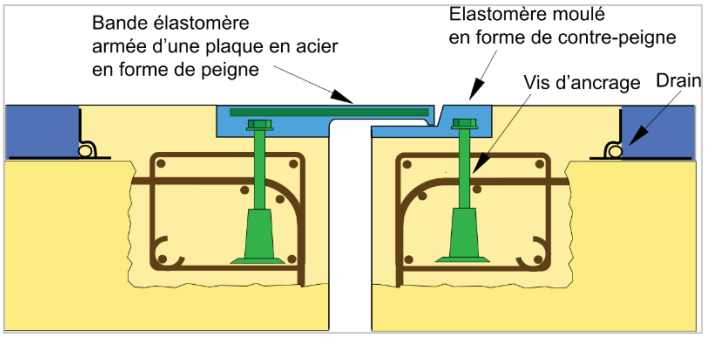


Figure I. 7 Joint à pont appuyé

I.4.6 Joint à pont en bande :

Le joint utilise ici les propriétés élastiques d'une bande en élastomère (dénommée plaque pont) pour permettre les mouvements prévus de la structure.

La bande élastomère peut aussi enrober un ensemble de nervures en fonte, rigidifiant un peu le pont.

La liaison à la structure est faite par des vis prenant appui dans les nervures des éléments de joints encadrant la plaque pont**.**

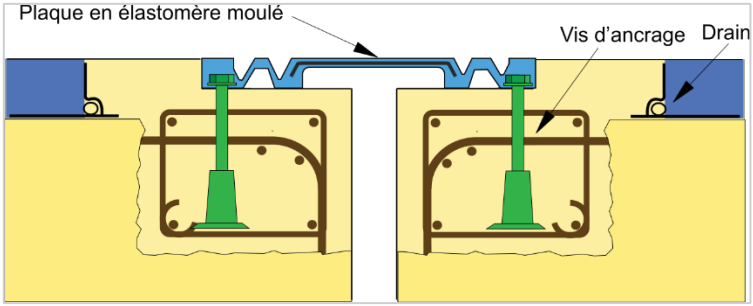


Figure I. 8 Joint à pont en bande.

I.5 COMPARAISON DES DIFFERENTS TYPES :

Une comparaison entre les différents types de joints de chaussés est nécessaire pour optimiser le choix économiquement et techniquement.

Tableau I. 1 Comparaison des différents types.

Famille de joints	Confort à l'usager	Robustesse	Étanchéité	Capacité de souffle
Sous revêtement normal	Excellent	Valable sous faible trafic lourd	Dépend du principe du joint	- Très mauvaise
Sous revêtement amélioré	Excellent	Résistance à la fatigue Satisfaisante - Valable sous trafic lourd	Satisfaisante	- Très faible
A hiatus, avec remplissage	Moyen, selon la distance entre lèvres - Le ressaut du véhicule peut être une source de nuisances	Dépend de la technique du modèle mais les chocs des roues obligent à un ancrage de qualité et à renforcer la structure	En principe satisfaisante	- Tolérance par rapport au souffle nominal faible
En porte à faux	En général excellent car ces joints ont presque toujours un peigne	- Bonne tenue sous trafic lourds	Étanche ou nécessite l'ajout d'un dispositif de recueil des eaux	- Très bonne
A pont souple appuyé	En général très bon surtout avec un peigne, ce qui est très fréquent	Le pont subit de nombreuses sollicitations qui entrainent une fatigue. Comportement moyen sous trafic lourds	Nécessite l'ajout d'un dispositif de recueil Des eaux	- Très bonne
A pont souple en bande	Variable selon la conception de la bande subissant les mouvements du souffle - Bruit parfois signalé comme importants	- Usure prématurée de la bande	En principe satisfaisante	- Tolérance par rapport au souffle nominal faible

I.6 POSE DES JOINTS MECANIQUES :

La pose de joint intervient généralement après la réalisation de la couche de roulement ce qui permet un réglage précis du joint par rapport au revêtement adjacent et confère ainsi un confort optimum.

Quel que soit le type de joints, trois étapes de réalisation sont recommandées :

- Préparation de la réservation, cette phase consiste à aménager aux extrémités de l'ouvrage des réservations qui recevons les joints de chaussées.
- Mise en place les éléments de joints, une fois que la réservation a été préparée les éléments de joint sont positionnés.
- Contrôle des travaux de pose.



Figure I. 9 Réservation du joint de chaussée

I.6.1 Différents types de pose :

Compte tenu du nombre de joints, faisant appel à des techniques souvent différentes, il est difficile de décrire de façon exhaustive les différents cas de la figure pouvons être rencontrer sur chantier.

La pose du joint peut se faire au moins suivant quatre dispositions dont les principes sont les suivants :

- Pose des ancrages dans une feuillure réservée lors du bétonnage, cas le plus courant.
- Joints posés en ossature gabarit, par scellement des ancrages dans des trous forés dans le béton.
- Joints liaisonnés à la structure par scellement d'acier passifs.
- Joints liaisonnés à la structure par collage.

I.7 POSE EN FEUILLURE :

I.7.1 Réservation

Les maçonneries sont réalisées en ne coulant pas une section à chaque extrémité de la dalle et/ou de la culée (ou mur garde-grève). Des armatures en attente sont prévues pour assurer la liaison entre le béton de l'ouvrage et celui assurant l'ancrage du joint.

Pour permettre la circulation, une planche est déposée au-dessus du vide entre les maçonneries et la réservation est remplie par un matériau facile à déposer ultérieurement.

I.7.2 Mise en place du ferraillage complémentaire et coffrage :

Le ferraillage de la feuillure est réalisé et relié aux aciers en attente de l'ouvrage conformément aux règles en vigueur. Ce ferraillage va permettre d'armer cette zone de béton très fortement sollicitée.

Le polystyrène, facile à découper et à déposer, est utilisé pour le coffrage. Toutefois pour les joints de souffle supérieur à 8 cm, la réalisation d'un sandwich de polystyrène et de contreplaqué est recommandée.

Les ancrages sont ensuite positionnés**.**

I.7.3 Bétonnage/coulage des joints :

Le remplissage de la réservation peut être fait avec divers matériaux :

- Du béton prêt à l'emploi.
- Du mortier à base de liant hydraulique, du mortier à base de liant résine.
- Un enrobé amélioré à base d'un liant (bitume modifié par adjonction de polymères) et de granulats.

I.8 LES TRAVAUX DE REPARATION ET DE JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée doivent faire l'objet d'une surveillance spécifique pour garantir le confort et la sécurité des usagers, donc des visites périodiques annuelles sont au minimum nécessaire pour vérifier certains points :

- Bonne tenue des ancrages.
- Bonne tenu des solins.
- Bonne étanchéité du joint.

Les désordres observés lors de visite peuvent être mineurs et ne nécessite que des réparations locales ou au contrainte entrainer une réfection globale de la ligne de joint.

Dans tous les cas il est primordial de rechercher l'origine des désordres observés, en l'absence de données sur la nature du joint et sur les résultats des éventuels contrôles réaliser à la pose, il peut être difficile de statuer sur les causes exactes des désordres.

Il est cependant impératif de vérifie que les désordres ne sont pas dus à un problème de structure ou de fondation, en cas de doute, des investigations ou une surveillance sont nécessaire

et on ne pourra en aucun cas étudier le remplacement de tout ou partie d'un joint de chaussées sans avoir levé ce doute.

Le tableau ci-dessous représente les principes de réparation envisageable en fonction e la nature des désordres observés.

Tableau I. 2 Action et réparation à entreprendre en fonction de la nature des désordres.

Nature du désordre	Observations réalisées sur le joint	Actions à entreprendre
Dégradations des joints à revêtement amélioré	Fissuration transversale, orniérage, fluage, bourrelets	Pontage de la fissure, réfection locale du revêtement ou remplacement du joint.
	Défaut d'étanchéité	Mise en place d'un dispositif de drainage ou pose d'un joint étanche.
Dégradation du solin en asphalte	Gonfles, cloques, fluage	Reprise par un asphalteur
Dégradation du solin en béton	Épaufrures, fissures longitudinales ou transversales	Ragréage à l'aide d'un mortier. Pontage des fissures du matériau d'ouverture supérieure à 0,3mm.
Décalage relatif en élévation entre les éléments constitutifs du joint	Défaut de pose.	Recaler le joint (démontage du solin).
	Détérioration du joint lui-même.	Réparation du joint et recalage.
Contact des éléments en vis-à-vis	Défaut de pose.	Recaler le joint (démontage du solin).
	Souffle insuffisant.	Changer le joint.
Dégradations ponctuelles des éléments constitutifs du joint	Désordre sur les ancrages.	Remplacement de l'ancrage.
	Désordres sur les éléments métalliques (traces de heurts, usure, rupture, etc.).	Remplacement de l'élément en cause.
Défaut d'étanchéité du joint	Déficience du système d'évacuation des eaux	Entretien ou remplacement du système.
	Déficience d'étanchéité entre éléments.	Traitement des joints entre éléments.
	Déficience du profilé d'étanchéité	Remise en place ou remplacement du profilé.
	Mauvaise liaison à l'étanchéité générale de l'ouvrage.	Réfection complète du solin.

I.9 CAS DU REMPLACEMENT D'UN JOINT DE CHAUSSEE :

Dans le cas d'un ouvrage existant pour lequel le remplacement du joint de chaussée est envisagé, il convient de déterminer le souffle du joint à remplacer en ôtant toutes les déformations irréversibles déjà effectuées, c'est à dire une part du retrait et une part du fluage (ces parts sont importantes pour un ouvrage âgé de plus de 10 ans).

Pour les ouvrages en béton armé, la part du retrait dans le souffle total n'est généralement pas assez importante pour réduire de façon significative le souffle du joint de chaussée d'un ouvrage de plus de 10 ans et ne permet donc pas de changer de gamme de joint : le joint remplacé sera la plupart du temps identique (de même famille) que le joint initial.

Pour les ouvrages en béton précontraint, le cumul du retrait et surtout du fluage déjà effectués peut constituer une part non négligeable du souffle total et il est alors intéressant de recalculer le souffle du joint de chaussée d'un ouvrage de plus de 10 ans, la réduction par rapport au souffle initial peut alors permettre de changer de gamme de joint, comme le montre l'exemple ci-dessous où le joint initial cantilever est remplacé par un joint à lèvres.

I.10 CONCLUSION :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

BIBLIOGRAPHIE :

- Guide technique (1987), Joints de chaussée des ponts routes – Eléments de choix. Méthodes de pose. Entretien et réparation., Setra, France.
- Joints de chaussée des pont-route, détermination du souffle aux Eurocodes, Setra (2013), France.
- Le contrôle des travaux de joints de chaussée et de trottoirs sur ouvrages neufs et en réparation– Guide technique, Paris, LCPC, juin 2006.
- Equipement d'ouvrage, entretien et réparation des équipement d'ouvrages, guide STRRES, FAEQ 3
- Joint de chaussée, RECOS STRRES N°1

PRESENTATION DE PROJET

ENSTP 2020/2021

II.1 INTRODUCTION :

La conception du pont doit répondre à de nombreuses exigences car il vise à fournir des services aux utilisateurs. Nous distinguons les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettent au pont de remplir sa fonction de traversée, avec les exigences naturelles sont tous les éléments de son environnement qui affectent sa conception. Ces exigences seront décrites en détail dans ce chapitre.

II.2 PRESENTATION DE PROJET :

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de viaduc V23.2 du PK 44+802 au PK 45+022 qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48km.

Le viaduc V23.2 est une partie du viaduc V23, composé de trois ouvrages indépendants. Le premier est le viaduc V23.1 (de la culée 1 jusqu'à la pile 10) avec un tablier à encorbellement successif le deuxième ouvrage est nommé l'ouvrage d'accès aux V23.1 (de la pille 10 jusqu'à la culée 02) avec un tablier à poutre et le troisième c'est le viaduc V23.2 environ de 215 mètres de longueur.

La pénétrante se compose de 23 viaducs doubles de longueur totale 10km, 08 échangeur et 02 tunnels (1.6 km). Cette liaison traverse deux wilayas : Tizi-Ouzou sur 36 Km et Bouira sur 12 Km. On distingue : tronçon 01 de Tizi-Ouzou, tronçon 02 de Djebahia et le tronçon 03 de Draa-el-Mizane.

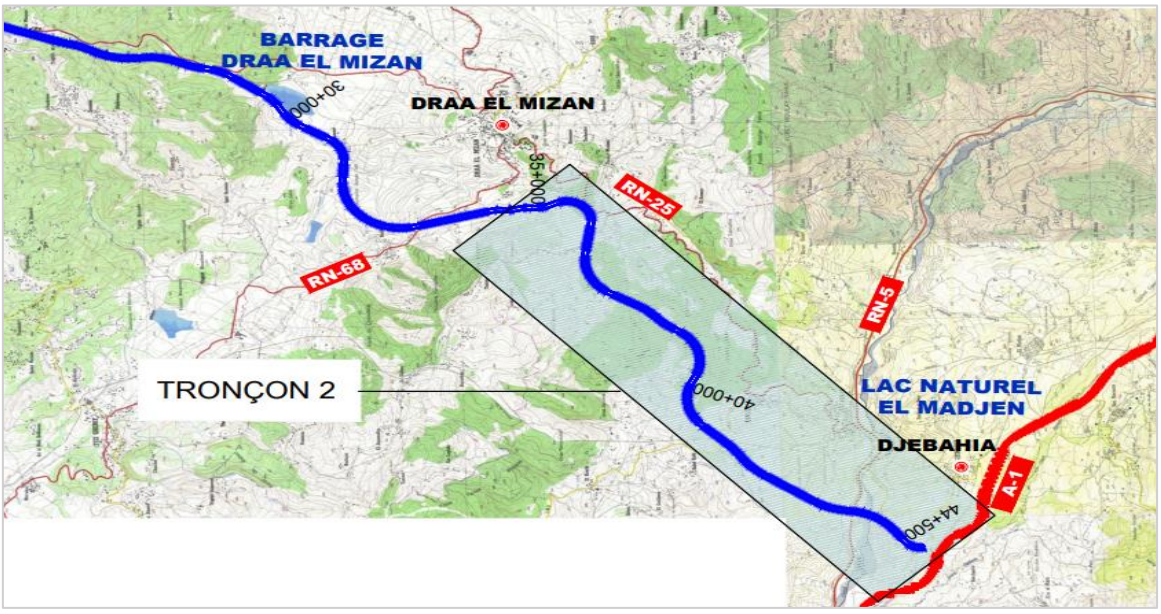


Figure II. 1 Implantation du tronçon 2 sur la carte d'état-major

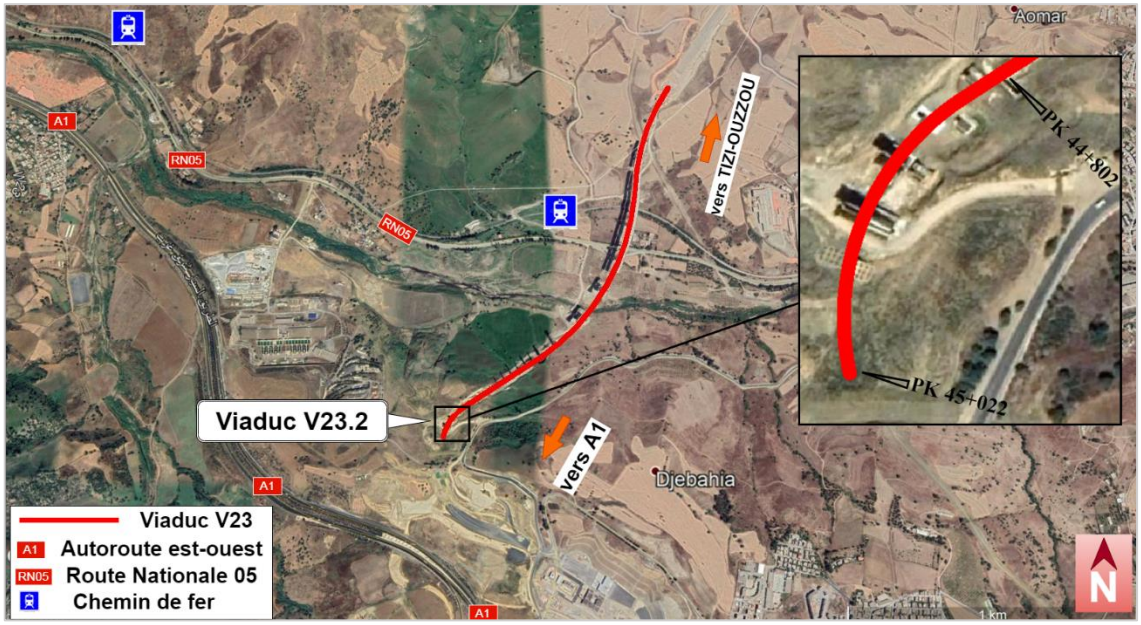


Figure II. 2 Plan synoptique de l'ouvrage sur une image satellitaire

II.2.1 Obstacles à Franchir :

Le viaduc V23 franchit les obstacles suivants :

- Vallée.
- Chemin de fer.
- Piste.
- Terrains agricoles et des habitations.
- Conduite d'eau.

Le viaduc V23.2 qui est l'objet de notre projet traverse seulement la conduite d'eau existante.

II.2.2 Objectif du projet

- Moderniser le réseau routier de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribueront le développement du pays.
- Contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste de pays.

II.3 LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1 Les données fonctionnelles :

II.3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe principal de l'ouvrage.

Du PK 44+802 au PK 45+022 : Arc de rayon R=250m de longueur L=220m.

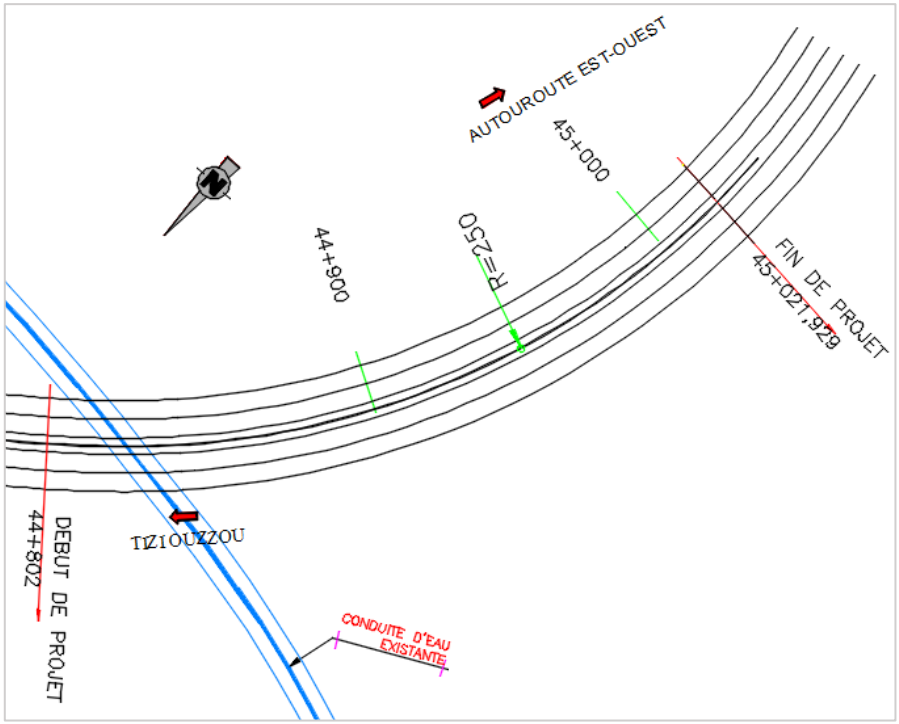


Figure II. 3 Tracé en plan V23.2

II.3.1.2 Profil en travers :

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

L'ouvrage doit comporter le même nombre de voies que celles de la route portée, la largeur du pont doit prendre en considération d'éventuels élargissements de la voie portée dans le futur.

La largeur du tablier est de 13.8 m.

Les différentes parties du profil en travers sont notées :

- Trois (3) voies de circulation de 3.50 m de largeur pour chacune.
- Deux (2) bande d'arrêts d'urgence de 1.00 m chacune.
- Deux (2) barrières de 0.65 m.

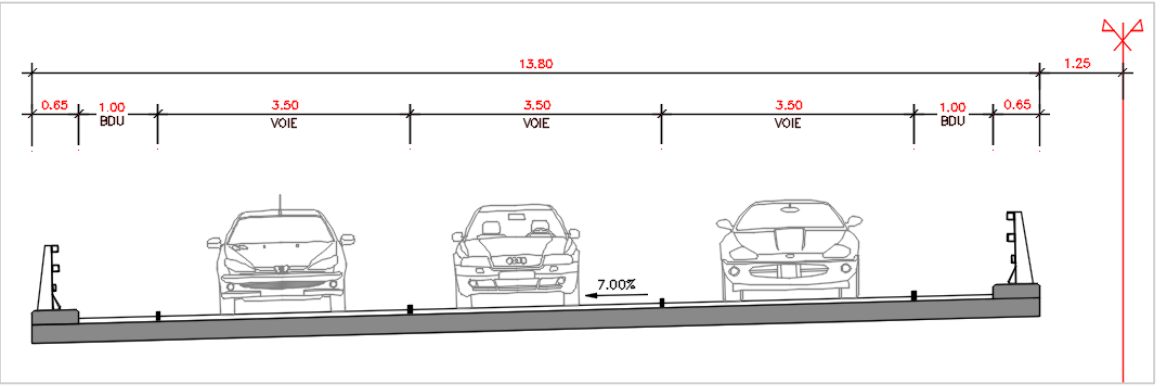


Figure II. 4 Profil en travers V23.2

II.3.1.3 Profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, notre ouvrage présente une pente de 5.57 % (Sens Pk).

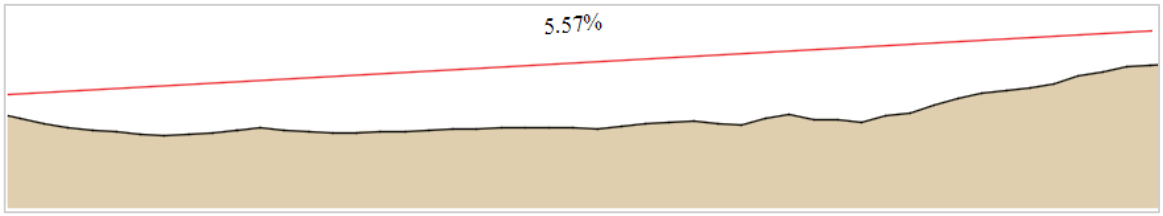


Figure II. 5 Profil en long viaduc V23.2

II.3.2 Les données naturelles :

II.3.2.1 Les données topographiques :

D'après le levé topographique et la visite du site, La région d'étude fait partie d'une zone montagneuse caractérisé par un relief accidenté.

II.3.2.2 Les données sismologiques :

En Algérie, cinq (05) zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante

(RPOA 2008) :

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

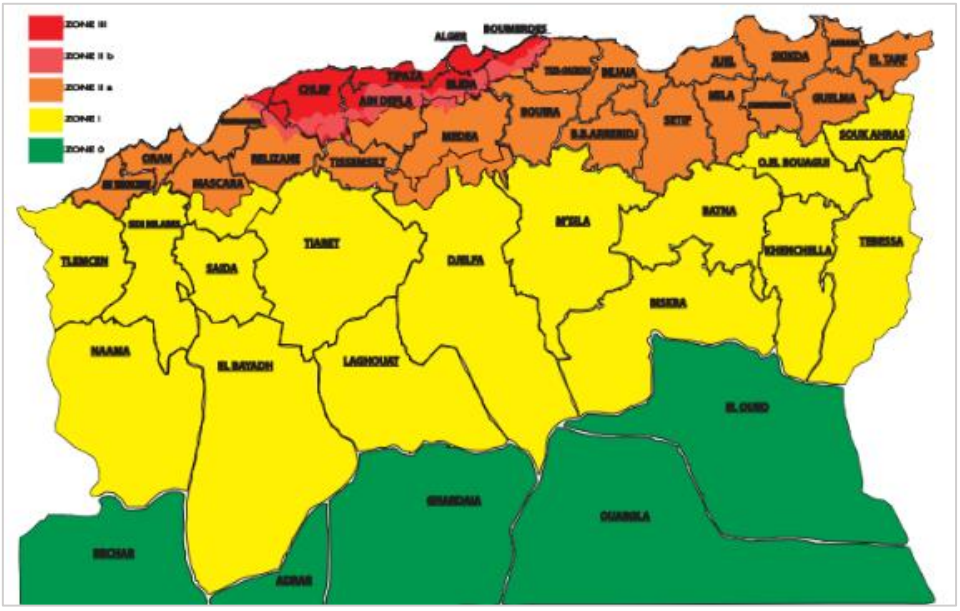


Figure II. 6 Carte de zonage sismique de l'Algérie

Tableau II. 1 classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Tableau II. 2 Coefficient d'accélération de chaque zone (A)

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

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Bouira à la Zone IIa et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est A = 0,20

II.3.2.3 Les données climatiques :

La température :

La température à un impact sur la vie de la structure, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux de l'ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces éléments (délation thermique). Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- Bouira, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

Le vent :

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

II.3.2.4 Les données hydrologiques :

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de Cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique

D'après la visite du site, l'ouvrage objet de l'étude ne franchit aucun cours d'eau, Par conséquent, aucune information hydraulique n'est requise.

II.3.2.5 Les données géologiques et géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à partir d'une investigation in situ et de laboratoire qui donne les informations sur le sol support devant recevoir l'ouvrage.

II.3.2.5.1 Géologie de site :

Le tracé a lieu toujours sur les matériaux tertiaires appartenant au massif Montagneux de la « Grande Kabylie » et entourée des chaînes montagneuses du Djurjura et des Bibans. Sur ce substrat différentes formations superficielles quaternaires (alluviaux et colluviaux principalement) sont développées.

Les formations géologiques présentes dans la zone d'étude appartenant, exclusivement, au Tertiaire.

Tertiaire :

Cette unité occupe la dépression de Bouira et elle est constituée essentiellement de sédiments lagunaires à continentaux avec un fort passage latéral et vertical de facies.

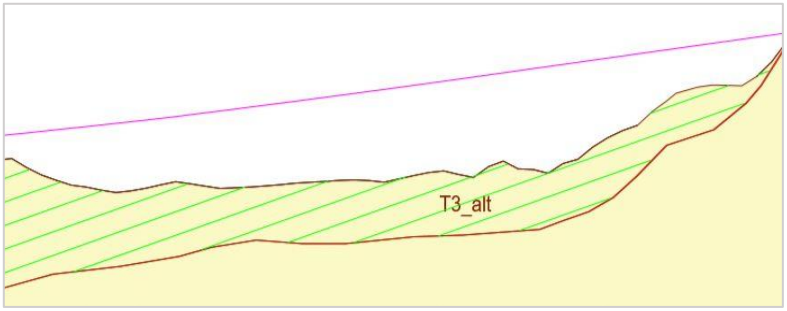


Figure II. 7 Vue en élévation géologique

II.3.2.5.2 Organisation de la reconnaissance géotechnique :

Programme des essai in situ :

Afin de déterminer, la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols, le laboratoire a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Quatre (04) sondages carottés pressiométriques (SCP).
- Un (01) sondage carotté (SC).

Essai au laboratoire :

Divers essais physiques et chimiques ont été exécutés selon les normes opératoire en vigueur au laboratoire en particulier

- Analyse granulométrique
- Teneur en eau naturel W (%)
- Masse volumique (T/m^3)
- Limite d'Atterberg :

  Limite de liquidité WL (%)

  Limite de plasticité Wp (%)

  Indice de plasticité Ip (%)

  Indice de consistance Ic

- Essai de compression axial RC (MPa).
- Analyse chimique sommaire.

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

ENSTP 2020/2021

III.1 INTRODUCTION

Le choix de la conception du pont dépend plusieurs facteur économique, technique, environnementale…

Visant l'optimisation entre plusieurs paramètre déterminante (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique, de l'ouvrage et les délais de réalisation, en tenant toujours compte des contraintes naturelles, et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante la plus adéquate et la plus performante, en fonction des moyens disponibles.

Les critères de choix de type d'ouvrage portent essentiellement sur les points suivants :

- La voie portée : pont (route, rails…...etc.).
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).
- L'implantation possible des appuis.
- La nature du sol de fondation
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.

L'objectif de ce chapitre est de proposer trois (03) variantes et pré-dimensionner les différents éléments qui constituent l'ouvrage, en respectant règles pratiques de la construction.

III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de 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. (SETRA).

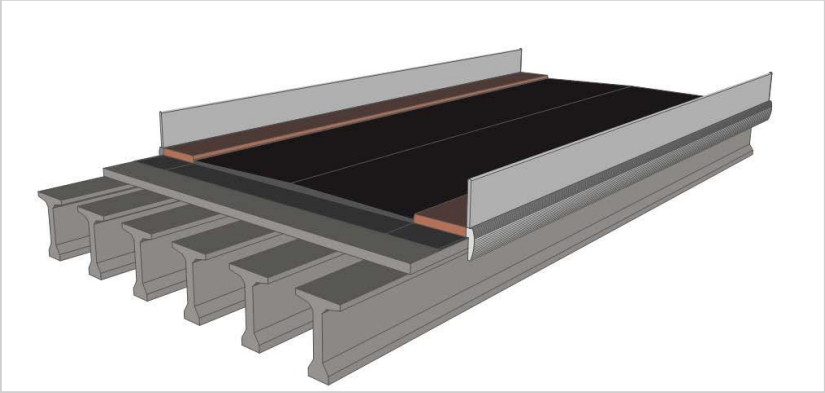


Figure III. 1 Pont à poutre précontrainte par post tension (VIPP).

III.2.1.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont à poutre biais de sept (07) travées (système isostatique) de même longueur de L= **30 m**, ce qui nous donne une longueur totale de **211 m**.

III.2.1.2 Conception transversale :

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

Tableau III. 1 Pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	L/22 < Hp< L/16	150
Epaisseur de la dalle	20 cm ≤ e ≤ 30 cm	25
Hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	175
Entraxe des poutres	140cm≤ λ≤ 200cm	147.5
Epaisseur du talon	10 cm ≤ Et ≤ 20 cm	20
Epaisseur de l'âme b0 à mi-travée	/	25
Epaisseur de l'âme b0 en zone intermédiaire	/	Variable
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.80
Largeur de la table de compression	b ≥ 0.6Hp	100
Nombre de poutres	N = La / λ + 1	09 poutres
Epaisseur de la table de compression	10 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	15
Largeur de talon	Lt = (lxL²) / (Ht2/K) / N ; avec 1100 ≤ K≤ 1300	60
Entretoise d'about	/	30*105

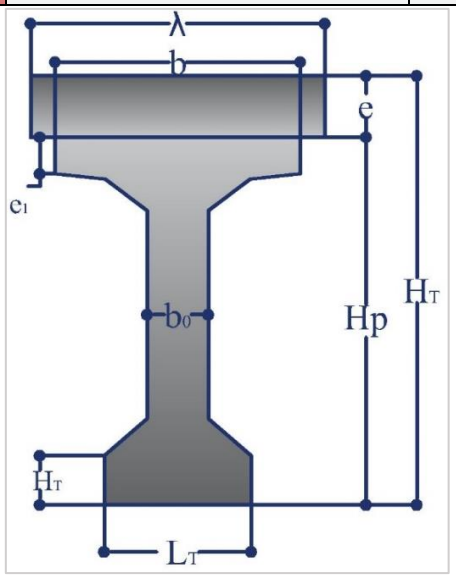
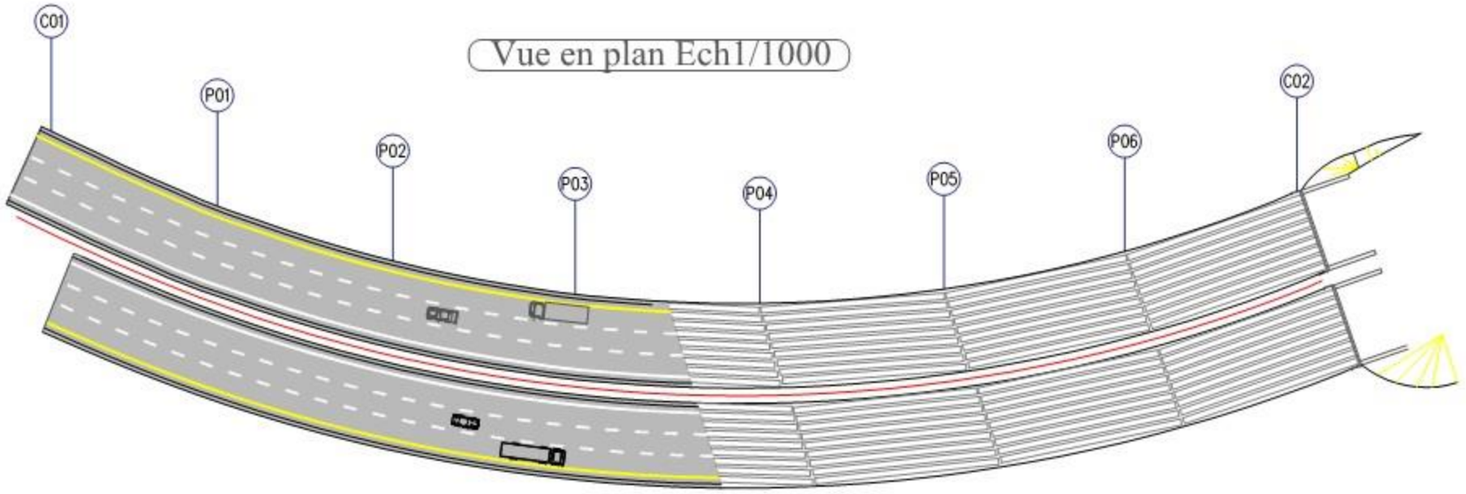
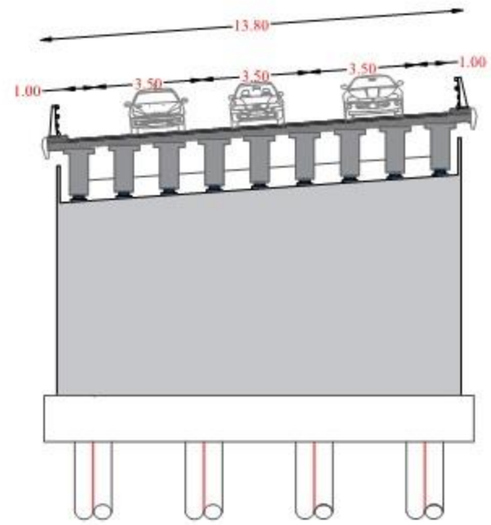


Figure III. 2 Notation des dimensions

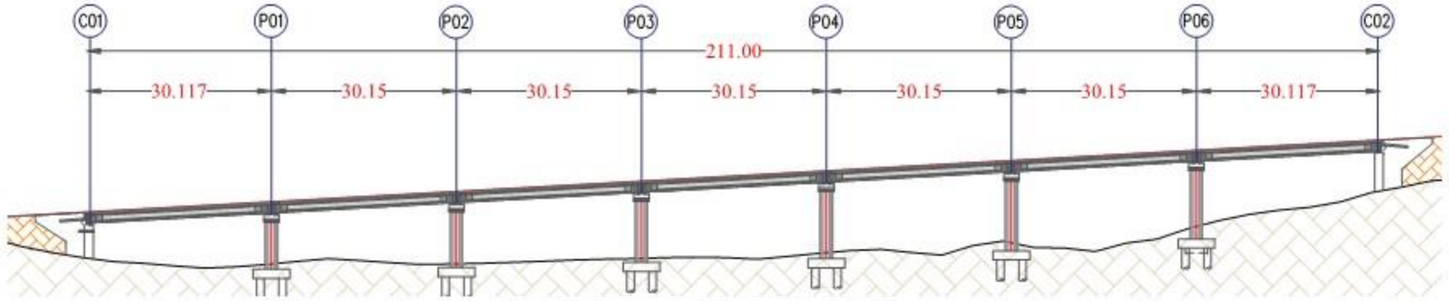
Vue en plan Ech1/1000



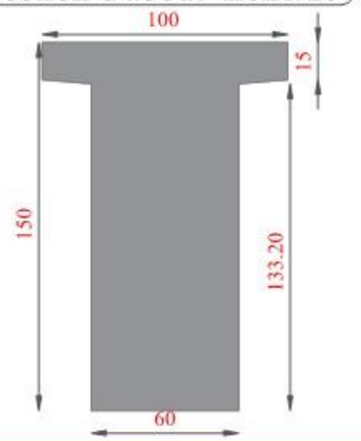
Coupe transversale sur culée Ech1/200



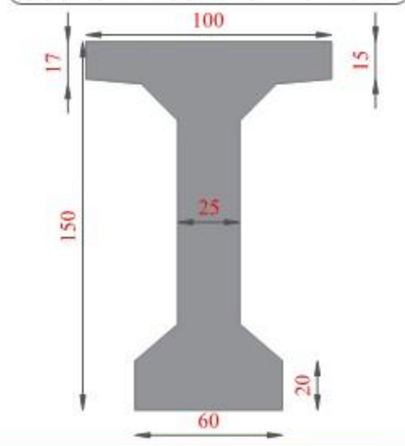
Profile en long Ech1/1000



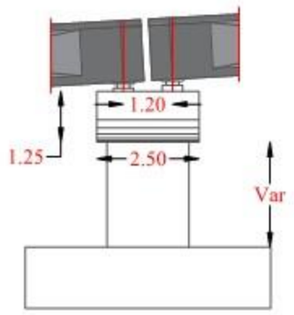
Section d'about Ech1/25



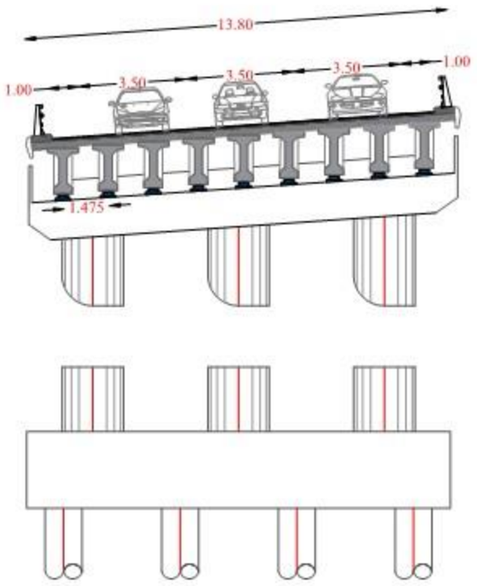
Section mediane Ech1/25



Coupe longitudinale sur pile Ech1/150



Coupe transversale sur pile Ech1/200



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc V23.2 relevant de la pénétrante TIZI-OUZOU AU PK 45+022	MERABTINE & MOHAMADI	SEDIK Rezika & AMIEUR Mohamed	Variable	1	2020 / 2021

III.2.2 Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

La technique de réalisation d'un pont voussoir en béton précontraint consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs nommés voussoirs. Chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. La mise en tension de câble de précontrainte d'un voussoir permet de les plaquer contre les éléments précédents et sert aussi une console qui peut porter le coffrage de voussoir suivant.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante

III.2.2.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux (02) travée principale de **65 m** de longueur et deux (02) travées de rives de **41.5 m** de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à **213 m**.

Découpage des voussoirs

Pour ce type d'ouvrage on distingue trois types de voussoir :

- Voussoirs sur piles (V.S.P).
- Voussoirs sur clavages (V.S.C).
- Voussoirs courants (V.C).

Tableau III. 2 Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
V.S. P	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	7 m
V.S.C	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1,5 à 3 m	2m
V.C	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	4m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 53

- Trois (03) V.S.P
- Quatre (04) V.S.C
- Quarante-six (46) V.C

III.2.2.2 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermé.**

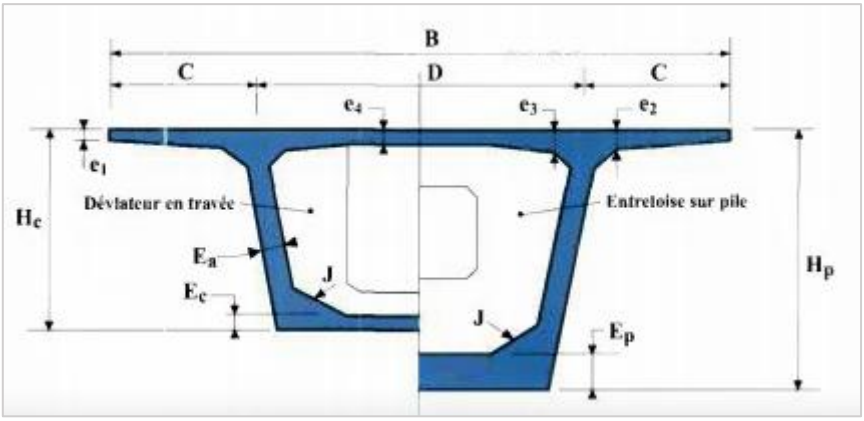


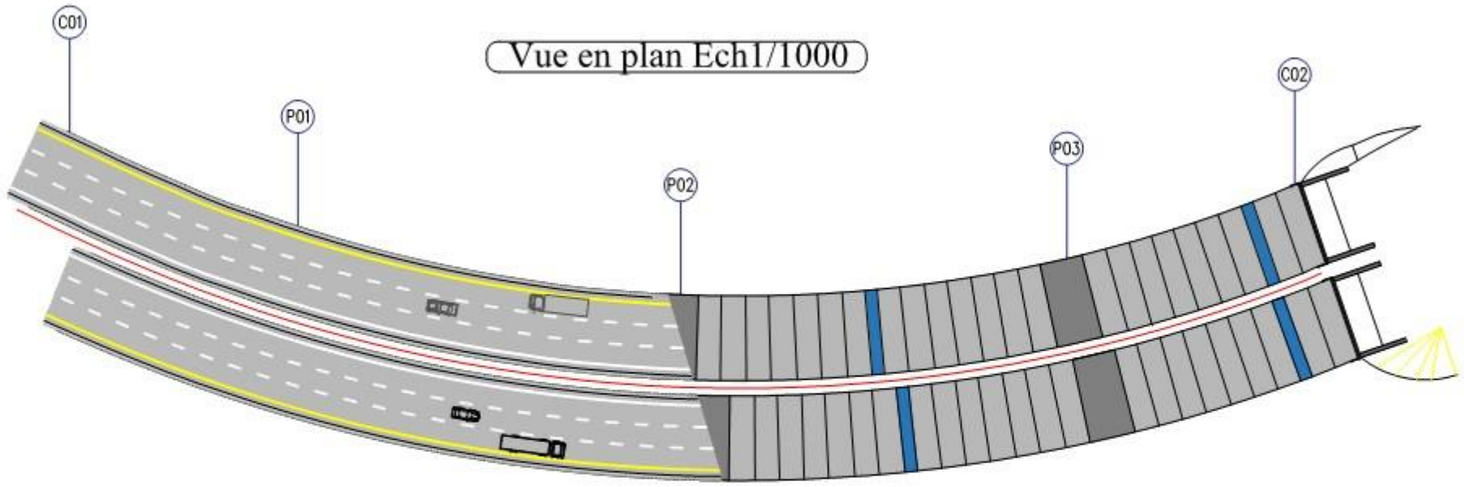
Figure III. 3 Notations des dimensions.

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ 2003]

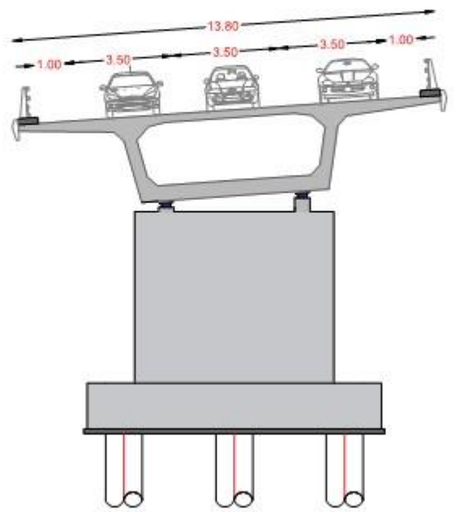
Tableau III. 3 Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément		Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Largeur de voussoir		B	1380
Hauteur des voussoir		L/25 < h < L/20	350
Largeur de l'encorbellement		C = B / 4	345
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	690
e1		e1 ≥ 16 à 18 cm	20
e2		C/7 ≤ e2 ≤ C/8	45
e3		e3 = 10 + D/25 avec (e3 > e2 - 10 et e3 > 1.5 e4)	35
e4		D/30 ≤ e4 ≤ D/25	25
Inclinaison des âmes		10% ≤ α ≤ 30%	12°
Gousset supérieure		30° ≤ β ≤ 45°	45
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) 40° ≤ γ ≤ 45°	45
Epaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + L/500	40
Epaisseur de l'hourdis inf	Pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	50
	Clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	25

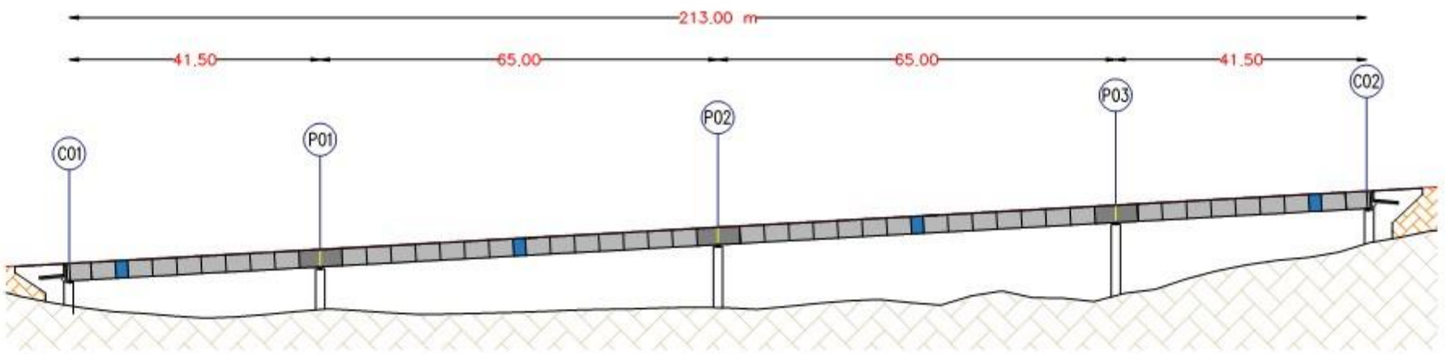
Vue en plan Ech1/1000



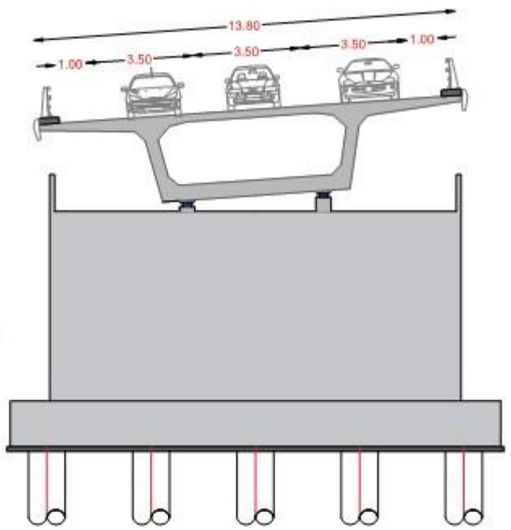
Coupe transversale sur pile Ech1/200



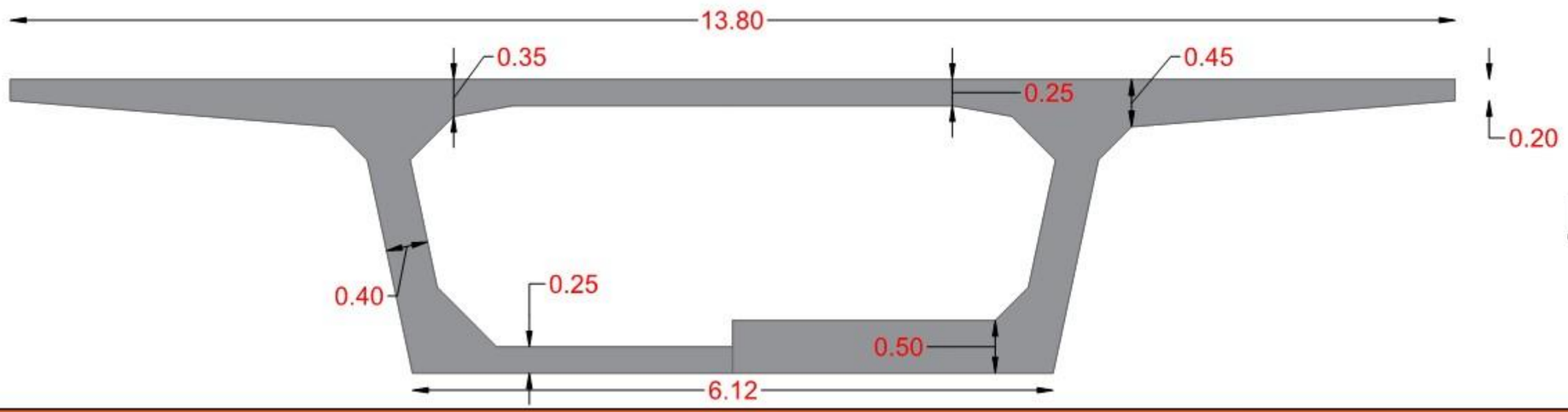
Profile en long Ech1/1000



Coupe transversale sur culée Ech1/200



Coupe transversal de VC/VSP Ech1/50



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc V23.2 relevant de la pénétrante TIZI-OUZOU AU PK 45+022	MERABTINE & MOHAMADI	SEDIK Rezika & AMIEUR Mohamed	Variable	1	2020 / 2021

III.2.3 Variante 3 : « Pont mixte bipoutre »

Ce genre d'ouvrage compose de **poutres métalliques** continues qui sont fixées par des entretoises et soutiennent la dalle de roulement en béton armé reliée à la semelle supérieure par des connecteurs.

Les entretoises servent à maintenir l'écartement des poutres et a résisté aux moments de torsion. Elle ne présentant aucun contact avec la dalle.

Les connecteurs sont des petits éléments de liaison, métallique soudés sur la semelle supérieure de profilé, ont comme rôle d'éviter tout glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres et assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

La plage habituelle de portée des ponts à poutres mixtes est de 30 m à 130 pour une travée continue m et 25 à 90 m pour une travée indépendante.

III.2.3.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons proposé un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés courbes et à hauteur constante. Composé de deux (02) travées principales de **65 m** de longueur et deux (02) travées de rives de **40 m** de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à **210 m**.

III.2.3.2 Conception transversal

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [PONT MIXTE].

Les poutres :

Tableau III. 4 Prédimensionnement de bipoutre.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue
Hauteur des poutres H	$Max\left(\frac{X}{28}\left[\frac{LT}{12}\right]^{0.45}; 0.40+\frac{X}{35}\right)$	2.5 m
Entraxe des poutre	L= environ 0.55LT	7.6 m
Largeur de la semelle inf Binf	$Binf=\left(0.25+\frac{LT}{40}+\frac{X}{125}\right)*(0.92+\frac{LT}{150})$	1200 mm
Largeur de la semelle sup Bsup	Bsup=Binf-200	1000 mm
Epaisseur de la semelle inf	20 mm < $tinf$ < 50 mm	40 mm
Epaisseur de la semelle sup	20 mm < $tsup$< 50 mm	30 mm
Épaisseur de l'âme	10 mm < tw <22mm	20 mm

Avec
- X : la portée d'une travée.
- LT : La largeur de la dalle.

Entretoise :

On prévoit une entretoise de type IPE 600 tous les 8 mètres (profilés IPE500 à IPE 700 ou équivalents).

Choix de la nuance d'acier :

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

La dalle :

Une dalle d'un pont bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal.

- Epaisseur de la dalle au droit des poutres principale :
  e1= 40 cm
- Epaisseur de la dalle dans les autres sections :
  e2=30 cm

$$e1 = 0.13 + \frac{LT - L}{26}$$

$$e2 = 0.12 + \frac{L}{50}$$

Les connecteurs : (type goujon)

Les goujons sont des pièces métalliques cylindrique servant d'assemblage et fixée par scellement, filetage ou soudure.

Goujon Nelson :

Goujon à tête aplatie utilisé pour la connexion des dalles de ponts mixtes.

Les goujons sont disposés sur les semelles supérieures le plus souvent en quatre files longitudinales, parfois en six files, en particulier lorsque la largeur du tablier avoisine les 20 m.

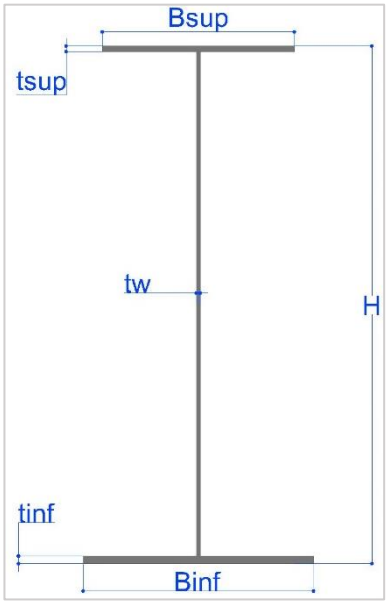
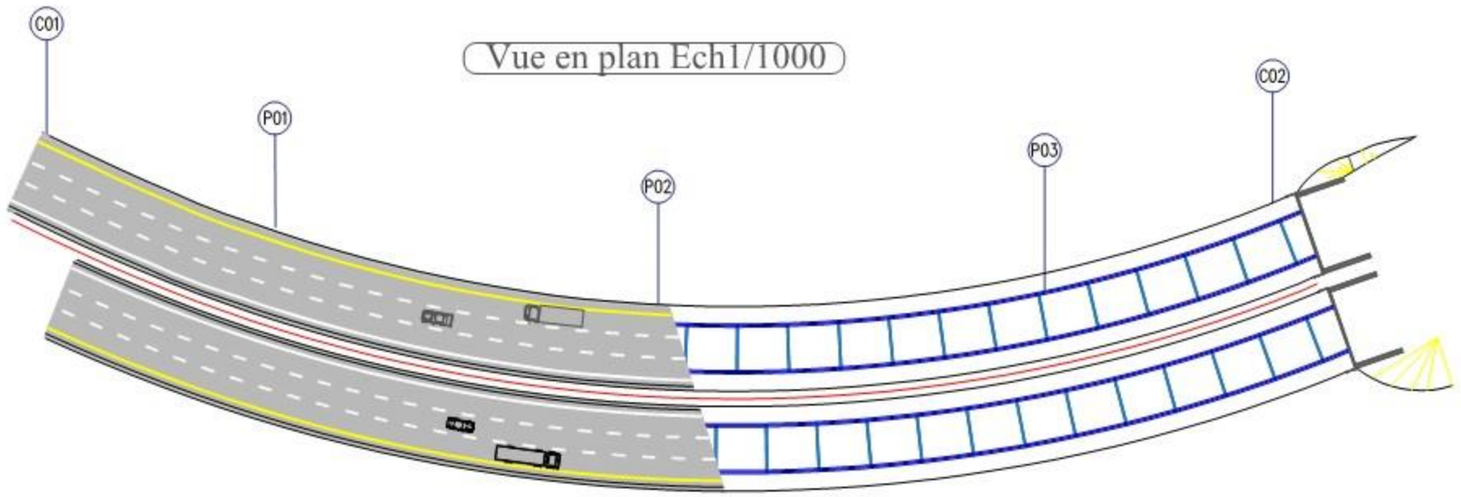


Figure III. 4 section de poutre métallique.

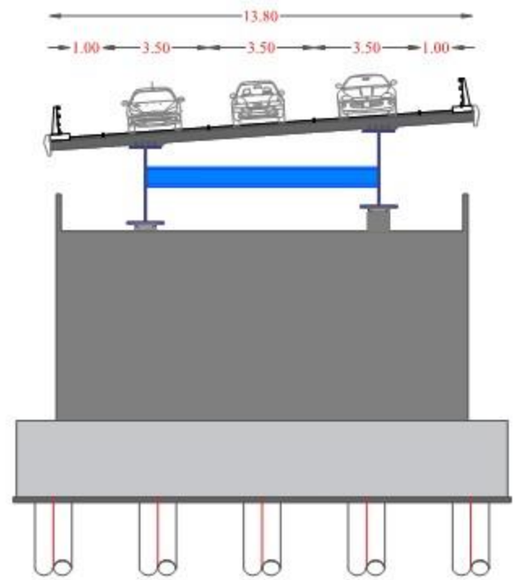
Tableau III. 5 Dimensionnement des goujons.

Elément	Intervalle/formule	Valeur obtenu(mm)
Diamètre	$16 \leq d \leq 22$ mm	22
Hauteur	$h > 4d$	150
Espacement transversal	$e_T > 2.5d$	200
Espacement longitudinal	$5d < e_L < 80$ cm	150

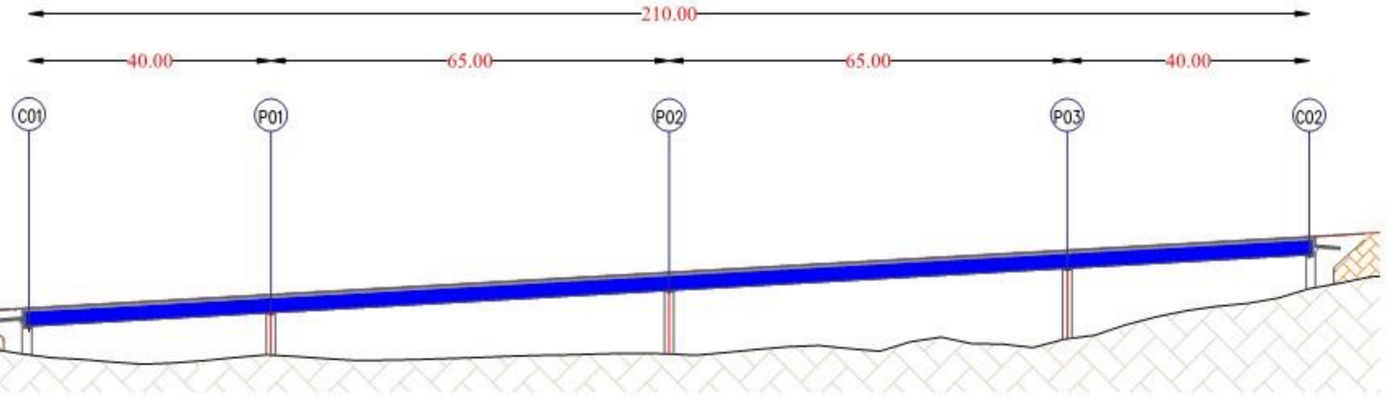
Vue en plan Ech1/1000



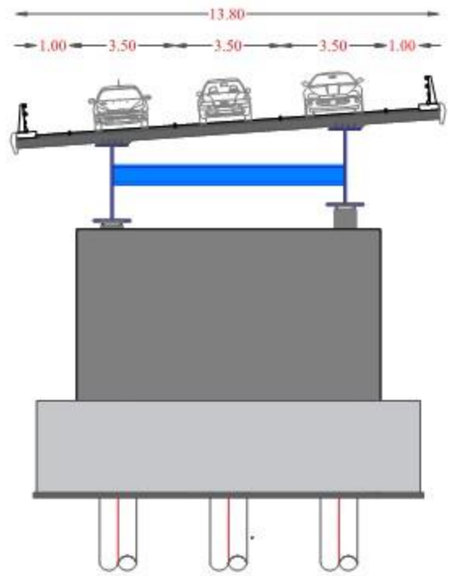
Coupe transversale sur culée Ech1/200



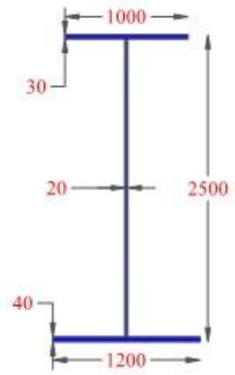
Profile en long Ech1/1000



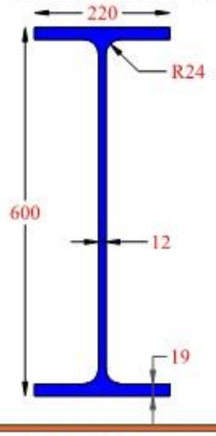
Coupe transversale sur pile Ech1/200



Section de poutre métallique Ech1/50



Section d'entretoise Ech1/10



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc V23.2 relevant de la pénétrante TIZI-OUZOU AU PK 45+022	MERABTINE & MOHAMADI	SEDIK Rezika & AMIEUR Mohamed	Variable	1	2020 / 2021

III.3 ANALYSE MULTICRITERE :

Tableau III. 6 Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	1) Limitation des fissures (béton comprimé). 2) La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. 3) La maîtrise de la méthode d'exécution. 4) La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux. 5) Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.	1) Poids important. 2) Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure. 3) La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. 4) Sensibilité au tassement différentiel. 5)Un nombre des appuis important qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	1)Permet une gamme de portées très vaste. 2)Moins de piles donc libérer l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. 3)Ce type comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes. 4)Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipages mobiles)	1)Le poids est très important. 2)La difficulté de coulage sur place. 3)La pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. 4)Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. 5)Entretien est difficile après les grands dégâts (séisme).
Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.	1)La possibilité de franchir des grandes portées. 2)Légèreté par rapport aux tabliers des autres types. 3)La rapidité de l'exécution.	1) Le coût est plus élevé. 2)Sensibilité au gradient thermique 3)Demande des mains d'œuvre qualifiées. 4)L'entretient contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

Tableau III. 7 Devis estimatif de la première variante.

Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m3	4030	20 000,00	80 600000,00
Acier				
Acier passif (20%)	T	806	132 000,00	106392000,00
Acier actif (3%)	T	121	470 000,00	56 870 000,00
			Total hors taxes	**243862000,00**

Tableau III. 8 Devis estimatif de la deuxième variante.

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m^3	4 300	35 000,00	150500000,00
Acier				
Acier passif (20%)	T	860	132 000,00	113520000,00
Acier actif (4%)	T	172	490 000,00	84 280000,00
			Total hors taxes	**348300 000,00**

Tableau III. 9 Devis estimatif de la troisième variante.

Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m3	1840	20 000,00	150 500 000,00
Acier				
Acier PRS	T	902	340 000,00	306 680 000,00
Assemblage et montage	T	902	80 000,00	72 160 000,00
			Total hors taxes	**415640000,00**

Les pourcentages de quantité d'acier sont par rapport au volume de béton de tablier de chaque variante.

Afin de retenir une variante, une comparaison sera effectuée du point de vue :

- L'esthétique.
- Entretien.
- Coût.
- La facilité de réalisation.

III.3.1 Analyse des variantes :

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

III.3.1.1 Pont à poutres précontraintes de type VIPP :

La réalisation de ce type de pont est simple et rapide, la construction ne demande pas des grands moyens, elle a le tablier le moins couteux, cette conception est adéquate pour notre ouvrage vu qu'il présente une longueur moins importante et une faible hauteur, mais cette variante est moins avantageuse pour un tracé courbe et présente un nombre d'appui important.

III.3.1.2 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

L'étude et la réalisation est un peu délicat, elle est plus couteuse que la première variante, mais elle reste avantageuse pour un tracé courbe, elle permet de construire sans toucher le sol et on peut atteindre des portées plus grandes et plus hautes, néanmoins ce n'est pas le cas pour notre ouvrage. Donc le choix de cette variante n'est pas justifié.

III.3.1.3 Pont mixte bipoutre :

C'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse à cause de volume d'acier important et nécessite un entretien périodique.

L'ouvrage est situé à l'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix du type d'ouvrage.

III.4 Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des trois variantes proposées, une analyse multicritère a été établie (qui est basé sur les avantages et les inconvénients de chaque variante), nous a permet de conclure que la première variante serait retenue pour une étude plus détaillée.

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

ENSTP 2020/2021

IV.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous Evaluerons Également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

IV.2 Normes :

La conception des ouvrages d'art et leurs fondations ont été effectuées en accord avec les instructions suivantes :

- RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- 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.
- Document Technique Règlementaire : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (version 2009).
- Règles Parasismiques applicables aux Ouvrage d'art (RPOA-2008).
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Réglementations SETRA.

IV.3 Matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les normes à suivre, les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction.

IV.3.1 Béton :

Le béton est connu par sa résistance à la compression, cette résistance varie proportionnellement avec son âge (j), dans le calcul on se référé habituellement à la résistance à 28 jours (fc28).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément structurel.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée "$f$tj" est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$ftj = 0{,}6 + 0{,}06\, fcj$$

Tableau IV. 1 Caractéristiques de béton.

Elément structurel	*f*c28 (MPa)	*f*t28 (MPa)	Dosage (Kg/m3)	Densité (KN/m3)
Superstructure	35	2.7	450	25
Infrastructure	27	2.22	350	25

IV.3.2 Armatures :

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

Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers actifs :

Qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

IV.3.2.1 Armatures passives :

a) Limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E500, sa limite élastique égale à 500MPa.

b) Module de Young :

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_S est : E_S = 200 GPa

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites, les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : **8 10 12 14 16 20 25 32 40**

IV.3.2.2 Armatures actives :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Tableau IV. 2 Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristique	Indice	Valeur
Toron	T	T15s
Section d'un toron	Ap(mm2)	150
Nombre de toron par câble	nT	12
Section de câble	S(mm2)	1800
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80
Résistance ultime	fprg(MPa)	1860
Limite élastique	fpeg(MPa)	1674
Contrainte a l'origine	σp_0(MPa)	1416
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	0.002
Coefficient de frottement de courbure	f(rd-1)	0.18
Module d'élasticité	Ep(MPa)	190 000
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	ρ (%)	2.5

IV.4 Contraintes admissibles :

IV.4.1 Béton :

IV.4.1.1 Contrainte admissible compression (ELU) :

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

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$fbu = 0.85 * \frac{fcj}{\theta * \gamma b} \ (MPa)$$

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

$$\gamma b = \begin{cases} 1{,}5 \text{ en situations durables ou transitoires(fondamentales).} \\ 1{,}15 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

IV.4.1.2 Contrainte admissible compression (ELS) :

$$fbc = 0.6 \times fc28 \ (MPa)$$

Tableau IV. 3 Contraintes admissibles à la compression de béton.

fc28 (MPa)	fbu (MPa)		fbc (MPa)
	γb = 1.15	γb = 1.5	
35	25.87	19.83	21
27	19.96	15.3	16.2

IV.4.1.3 Déformation longitudinale du béton :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée Eij (courte durée < 24h) : Eij = 11 000 $x\sqrt[3]{fcj}$.

Module de déformation différée Evj (longue durée >24h) : Eij =3 700 $x\sqrt[3]{fcj}$.

IV.4.1.4 Déformation transversale du béton :

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

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

ν = 0,2 pour un béton non fissuré. (E.L.S).

ν = 0,3 pour un béton fissuré. (E.L.U).

IV.4.2 Aciers :

Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau IV. 4 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Valeurs
Peu nuisible	$\sigma s=\frac{fe}{\gamma s}$	S-Durable ou transitoire : γs = 1.15	434.78
		S-Accidentelle : γs = 1	500
Préjudiciable	σs = {0.5*fe ; $110\sqrt{n * ftj}$ } ; n=1.6		250
Très préjudiciable	σs = {0.4*fe ; $88\sqrt{n * ftj}$ } ; n=1.6		200

IV.5 EVALUATION DES ACTIONS :

IV.5.1 Evaluation des actions hors trafic :

IV.5.1.1 Actions permanentes :

Tableau IV. 5 Les compléments de charges permanentes CCP.

Elément	Densité (KN/m3)	Poids linéaires (KN/ml)	Pccp (KN)
Revêtement	24	/	720
Trottoirs	25	6.50	195
Corniches	25	4.50	135
Glissières de sécurité	/	1.30	39
Total	/	36.30	1089

Tableau IV. 6 Caractéristique géométrique d'une dalle.

Longueur de poutre	30	m
Epaisseur de la dalle	0.25	m
Largeur de la dalle	13.8	m

Tableau IV. 7 Caractéristique géométrique d'une poutre.

Sections du poutre	Surface (m²)	Longueur (m)
Section d'about	0.9636	2x1.5 = 3
Section intermédiaire	0.776	2x1 = 2
Section médiane	0.62	25

Tableau IV. 8 Poids des éléments du pont.

Elément	Poids (KN)	Nombre
Poutre	498.57	9
Dalle	2587.5	/
Entretoise	114	2x7

Tableau IV. 9 Poids du tablier poutres.

Poids propre du travée	7188,6	KN
Poids propre total du travée (G + CCP)	8277.6	KN
Poids propre total du tablier	58219.331	KN

IV.5.1.2 Action thermique :

Afin de calculer les effets de la température sur la structure est nécessaire tenir compte deux types d'actions thermiques :

- Variation uniforme de la température

Dans ce cas on a utilisé la norme Algérienne et la variation de la température pour le Nord de l'Algérie (climat tempéré) est de +35ºC et -15ºC, la valeur de calcul est prise égale à

$\Delta T = 30°$.

- Gradient thermique

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

Tableau IV. 10 Gradient thermique.

	En construction	En service
Tablier béton	±12 °C	±7 °C

IV.5.2 Evaluation des actions dues au trafic :

IV.5.2.1 Les Surcharges routières :

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.

Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : 12.5 m
- Largeur chargeable : 11.5 m
- BDU : 2 × 1 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre de voies : 3

Tableau IV. 11 Classe du pont.

Classe du pont	Description
Première classe	Lr ≥7
Deuxième classe	5,50 m < Lr < 7m
Troisième classe	Lr ≤ 5,50 m

Dans notre cas Lr = 13.80 m≥ ⇨ 7m Notre pont est de 1ère classe.

IV.5.2.1.1 Système de charge A :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \ (KN/m^2)$$

$$A_1 = \max\begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0{,}002l \end{cases}$$

$A = a1.a2.A\ (L)$

L : Longueur chargée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1.

Tableau IV. 12 Coefficient a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe de pont	Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième classe	1	0.9	/	/	/
	Troisième classe	0.9	0.8	/	/	/

La charge A2 est obtenue par multiplication de A1 par un coefficient a_2.
Avec :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v :la largeur d'une voie

v_0= 3.50 m

Tableau IV. 13 valeur de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a1	a2	A(l)xa1xa2 (kN/m2)	Lv (m)	A(l) (kN/ml)
1	30	10.87	1	0.91	9.93	3.83	38.05
2	30	10.87	1	0.91	9.93	7.67	76.10
3	30	10.87	0.9	0.91	8.93	11.50	102.74

IV.5.2.1.2 Système de charge B :

Il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dits essieux tandems.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.

Système Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant : 6 t.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

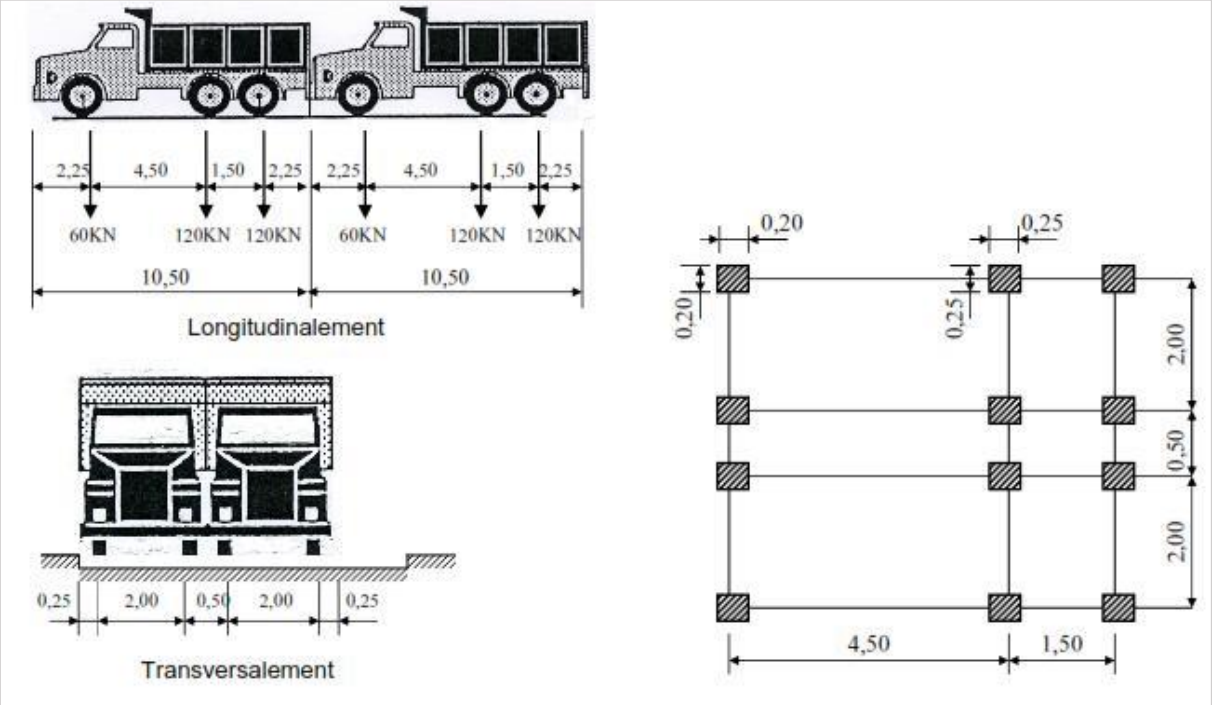


Figure IV. 1 Disposition de système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient bc qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14 Valeur de bc.

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 et plus
Première	1.20	1.10	0.95	0.88	0.70
Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
Troisième	1.00	0.80	/	/	/

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV. 15 Les valeurs de Bc.

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

Système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux

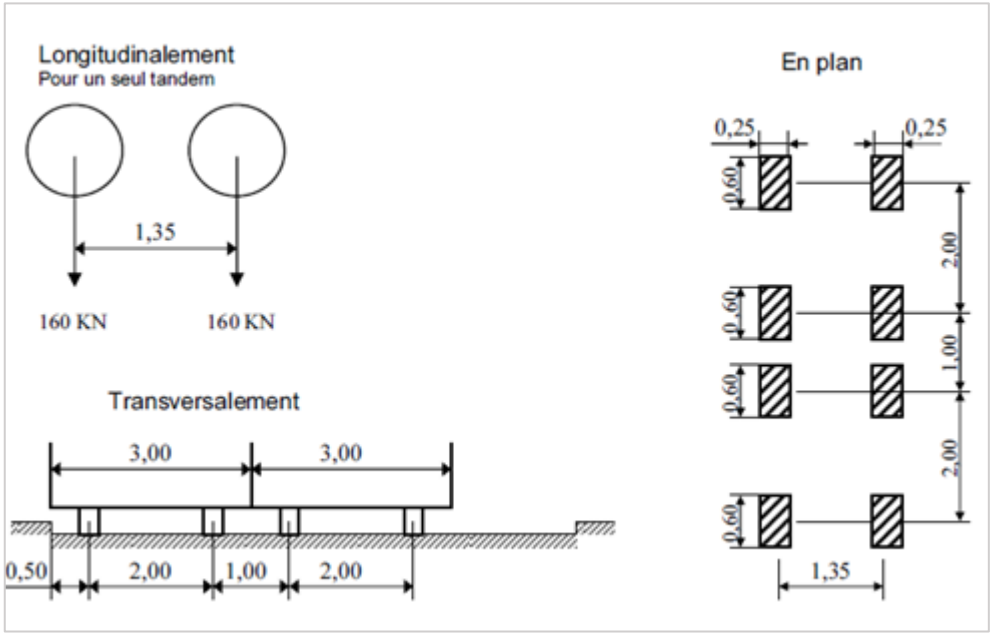


Figure IV. 2 Disposition de système de Bt.

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par le coefficient bt qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV. 16 Valeur de bt.

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV. 17 Les valeurs de Bt.

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.

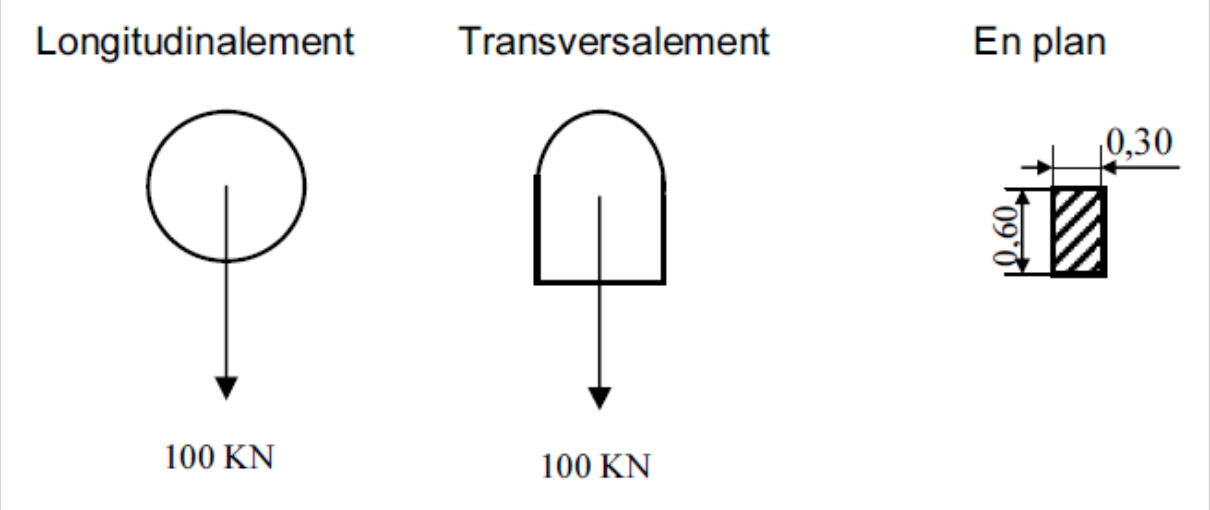


Figure IV. 3 Disposition de système de Br.

IV.5.2.1.3 Charge militaire Mc120 :

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles, un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.
- Poids totale : 110t
- Longueur d'une chenille : 6.10m
- Largeur d'une chenille : 1.00m

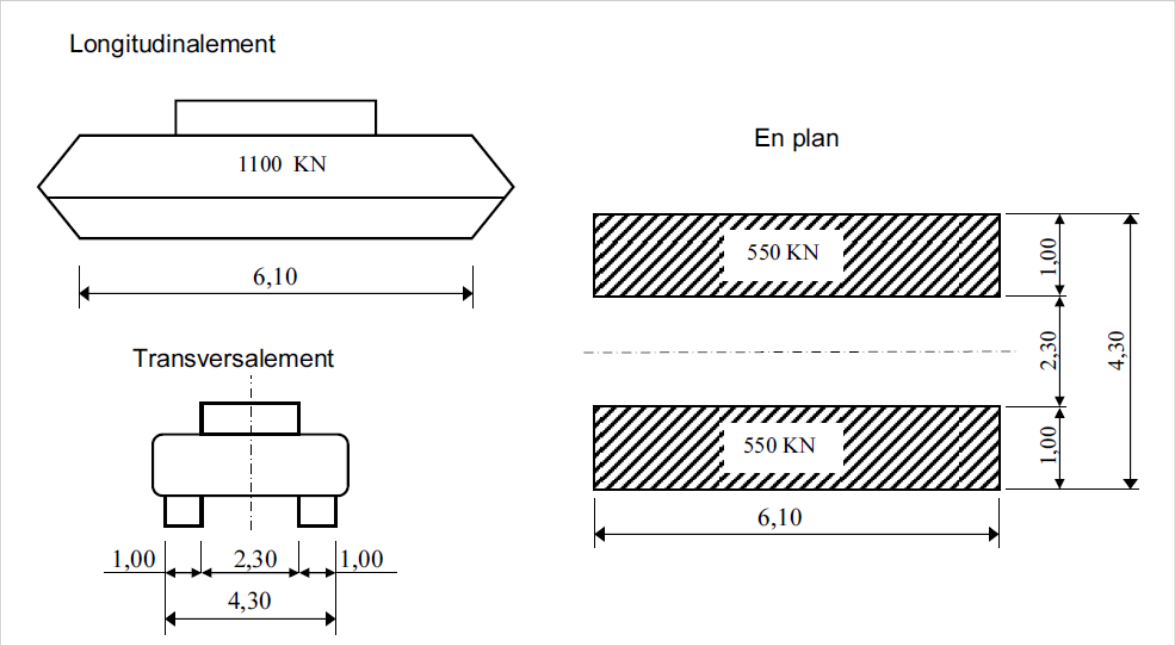


Figure IV. 4 Convoi de charge Mc 120.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30.50m

IV.5.2.1.4 Charge exceptionnelle D240 :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/m.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).

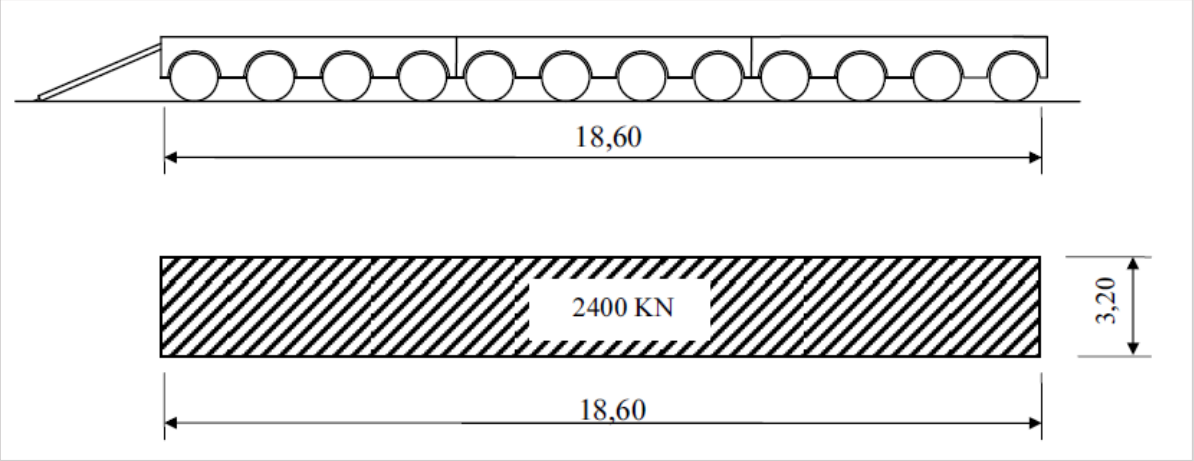


Figure IV. 5 Convoi exceptionnel D240.

IV.5.2.2 Coefficient de majoration dynamique :

Les Systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Remarque : Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier.

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

Avec :

- L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale.

Tableau IV. 18 Les valeurs de δ.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	30	8277,6	1710	**1,087**
Bt			768	**1,071**
Mc120			1100	**1,076**

IV.5.2.3 Efforts de freinage :

Les systèmes de charge A et Bc développent des réactions de freinage, ces réactions s'exercent sur la surface de la chaussée.

IV.5.2.3.1 Système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{BC} = 300 \text{ KN}$$

IV.5.2.3.2 Système de charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

S : est la surface chargée.

Tableau IV. 19 L'effort de freinage de système A.

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	115,00	9,93	55,95
2	230,00	9,93	109,73
3	345,00	8,93	145,33

IV.6 MODELISATION :

La modélisation est une partie plus importante dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec sept (07) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (neuf (09) poutres sont modélisées par des éléments barres travail en flexion avec une dalle considérer comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis).

Les charges et leurs distributions transversale ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

La modélisation d'un ouvrage passe par les étapes principaux suivantes :

- La définition des lignes de constructions.
- La définition des différents éléments de l'ouvrage et leurs matériaux.
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et les différentes combinaisons.
- Les résultats de calcul.

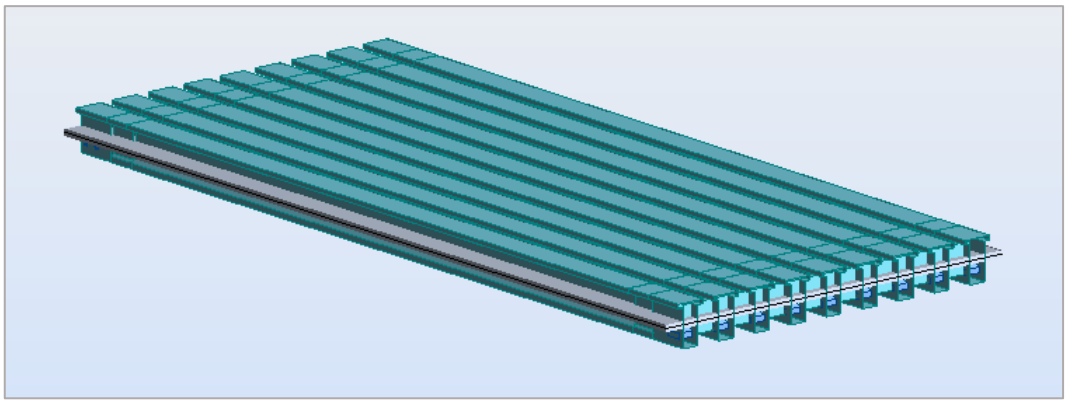


Figure IV. 6 Modèle de calcul pont à poutre.

Pour la détermination les sollicitations maximum (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d'actions :

Tableau IV. 20 Combinaisons des charges à l'ELU.

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELU 1	1.35	1.6	/	/	/	/
ELU 2	1.35	/	1.6	/	/	/
ELU 3	1.35	/	/	1.6	/	/
ELU 4	1.35	/	/	/	1.35	/
ELU 5	1.35	/	/	/	/	1.35

Tableau IV. 21 Combinaisons des charges à l'ELU.

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELS 1	1	1.2	/	/	/	/
ELS 2	1	/	1.2	/	/	/
ELS3	1	/	/	1.2	/	/
ELS 4	1	/	/	/	1	/
ELS 5	1	/	/	/	/	1

IV.6.1 Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Les résultats sont donnés en KN.m pour les moments et en KN pour les forces.

L'etude de ce type d'ouvrage (courbe en biais), impose la modélisation de tablier entièrement (07 travée), mais on a étudier qu'une seule travée dans la suite de travail.

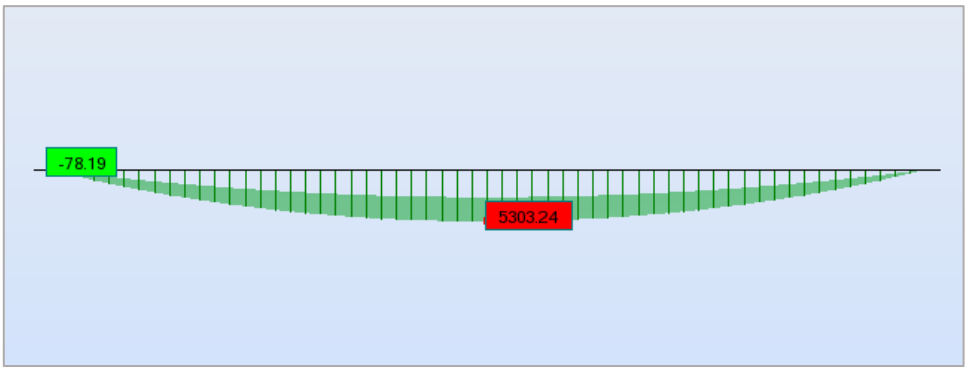


Figure IV. 7 Moment maximal à l'ELS.

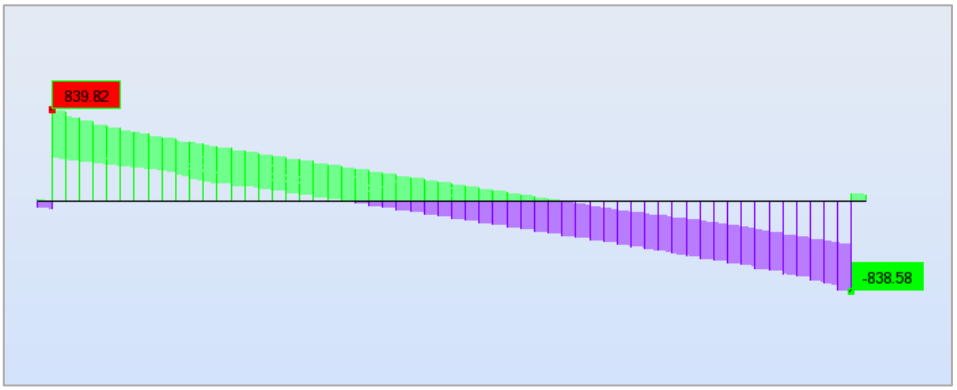


Figure IV. 8 Effort tranchant maximal à l'ELS.

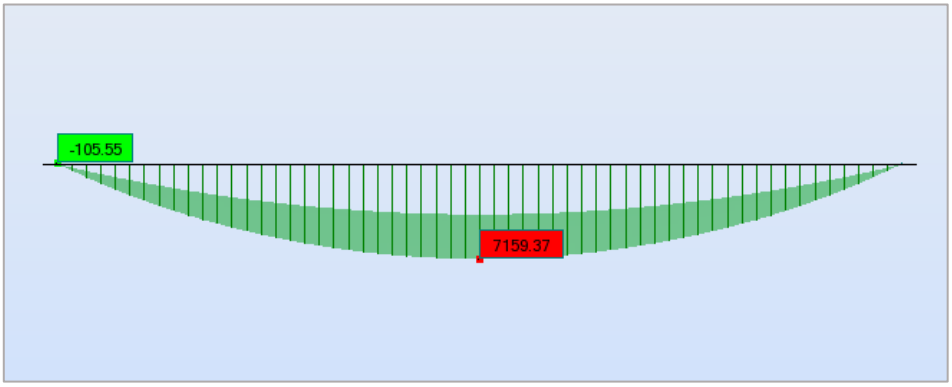


Figure IV. 9 Moment maximal à l'ELU.

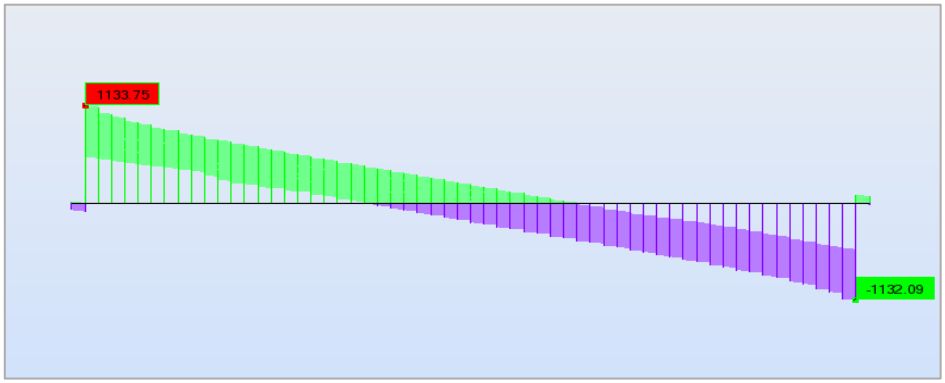


Figure IV. 10 Effort tranchant maximal à l'ELU.

IV.7 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2020/2021

V.1 INTRODUCTION :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.
L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte.

Les principaux modes de la précontrainte utilisés sont :

- Par post-tension : La mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et ait suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P.
- Par pré-tension : consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux culées fixes, on coule ensuite, tout autour d'elles et à leur contact direct, le béton de la pièce. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures.

V.2 PROCEDES DE PRECONTRAINTES :

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend généralement les éléments suivants :

- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif, situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les accessoires (les gaines, les tubes d'injection…).
- Matériels de mise en tension : vérins, pompe d'injection, pompe d'alimentation des vérins, etc.
- L'armature de précontrainte.

V.2.1 Procédé par post tension

Les principales étapes sont les suivantes :

1. Coulage de l'élément avec réservation à l'aide des gaines ou tubes.
2. Introduction des câbles dans les gaines ou tubes.
3. Une fois le béton durci, on réalise la mise en tension des câbles par l'intermédiaire de vérin.
4. Une fois la tension voulue est atteinte, on bloque les câbles par un système d'ancrage approprié.
5. Injection d'un coulis de ciment dans les gaines (par pression).

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Tableau V. 1 Les caractéristiques géométriques des sections nettes.

	About		Médiane	
	Poutre seule	**Poutre+ dalle**	**Poutre seule**	**Poutre+ dalle**
B (m2)	0.96	1.40	0.6167	1.0511
υ' (m)	0.79	1.05	0.8075	1.1453
υ (m)	0.71	0.70	0.6925	0.6047
IG(m4)	0.20	0.40	0.1662	0.3388
i² (m2)	0.20	0.29	0.27	0.32
ρ	0.36	0.39	0.48	0.47

Avec :

B : l'aire de la section.

υ' et **υ** : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($v' + v = h$).

I_G : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique. $\boldsymbol{\rho} = I/(B \times v' \times v)$

V.3.1 Valeur minimale de la précontrainte :

Pour une section de classe II est donnée par : Pmin = max (P_I ; P_{II}) tel que :

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

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

Tableau V. 2 Résultats de logiciel.

	Résultats Logiciel		
Mgp	Moment du au poids propre d'une poutre seule	**1.60**	MN.m
MM	Valeur maximale de moment	**5.30**	MN.m
Mm	Valeur minimale de moment	**3.18**	MN.m
VM	Valeur maximale de l'effort tranchant	**0.84**	MN
Vm	Valeur minimale de l'effort tranchant	**0.48**	MN

Avec :

- σ_{bt1}= -1.5×f_{t28} = **-4.05 MPa**.
- σ_{bt2}= -ft28 = **-2.7MPa.**
- d'= 0.1×h (poutre + dalle) = 0.1×1.75 = 0.175 m.

Application Numérique :

P_I = -0.73 MN

P_{II} = 3.60 MN

Donc P_{min} = max (-0.73 ; 3.60) = **3.60 MN**

V.3.2 Détermination nombre de câble :

$$N \geq \frac{Pmin}{P0(1-\Delta P0)}$$

- $\Delta P0 = 25\%$
- Po : Effort de précontrainte limite qu'un câble 9T15s peut créer.

Tableau V. 3 Caractéristiques des câbles.

Tm	D	S	Fpk	M	Fp0.1%	F0	T0
Mpa	mm	mm²	KN	Kg/m	KN	KN	N/mm²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

Tableau V. 4 Caractéristiques des câbles.

Classe de résistance (Mpa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15.3	15.7	12.5	12.9	15.3	15.7
Nombres des tourons	1	196	211	137	148	206	221
	2	392	421	274	295	412	443
	3	589	632	410	443	618	664
	4	785	842	547	590	824	886
	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993

$$P_0 = min((0.8f_{prg} * A_p); 0.9f_{peg} * A_p)) = 2.01MPa$$

On prend **Po = 1.993 MPa**

$$N \geq \frac{3.60}{0.75 * 1.993} = 2.41$$

Donc on opte pour : **N = 3 câbles** de 9T15s, classe 1860.

V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

La vérification se fait à mi-travée en 04 phases :

- **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- **Phase 2 :** après 28 jours, les deux câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- **Phase 3 :** après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4 :** en service, les pertes finales sont considérées 25%.

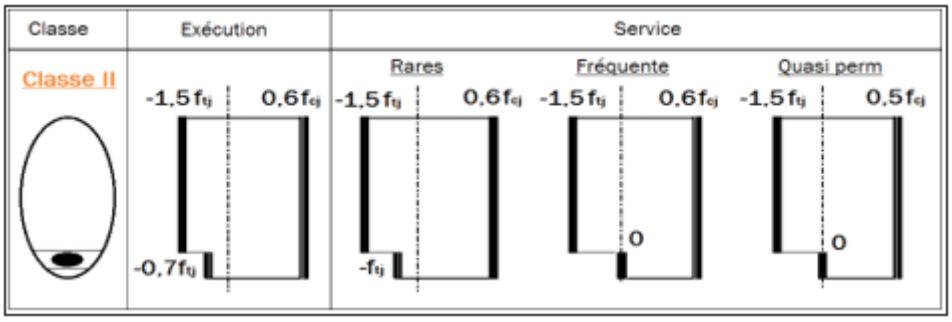


Figure V. 1 Vérification de la contrainte.

Tableau V. 5 Résultats des contraintes.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 3
f_{c7} (MPa)	23.18	35.00	35.00	35.00
f_{t7} (MPa)	1.99	2.70	2.70	2.70
σbt2 (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
σbt1 (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σbc (MPa)	13.91	21.00	21.00	21.00
ΔP %	10	10	15	25

On vérifie que :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma sup = \frac{P}{B} - (P * e0 - M) * \frac{V'}{I} \leq \sigma bc \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma inf = \frac{P}{B} + (P * e0 - M) * \frac{V'}{I} \leq \sigma bc \end{cases}$$

Avec $\sigma bc = 0.6 * fcj$

Tableau V. 6 Résultats de vérification des contraintes.

	e_0(m)	M (MN.m)	P (MN)	σsup (MPa)	σinf (MPa)	Remarque
Phase 1	0.63	1.60	2.69	3.93	4.85	Vérifiée
Phase 2	0.63	1.60	5.37	1.21	17.46	Vérifiée
Phase 3	0.97	2.63	5.07	0.73	12.58	Vérifiée
Phase 4	0.97	5.30	4.48	5.97	1.03	Vérifiée

V.5 POSITION DES CABLES :

Au niveau de la section médiane qui est la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum, On a choisi la troisième disposition, on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

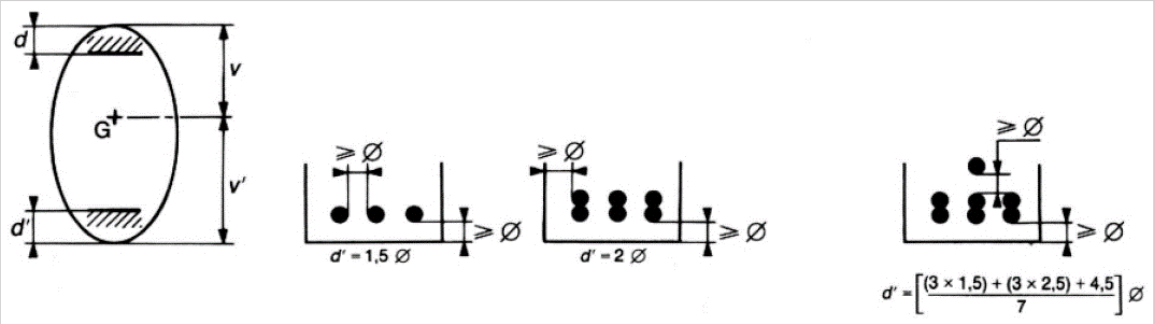
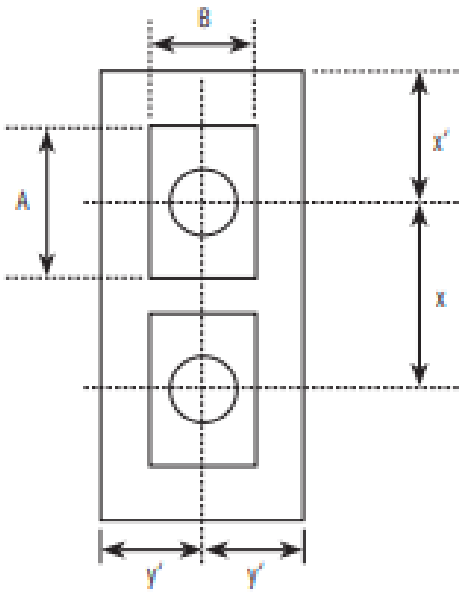


Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- $\phi 1 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12$ m.
- $\phi 2 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} + \phi_{gaine} = 2.5 \times \phi_{gaine} = 2.5 \times 0.08 = 0.20$ m.
- $\phi 3 \geq 3 \times \phi_{gaine} + 1.5 \times \phi_{gaine} = 4.5 \times \phi_{gaine} = 0.36$ m.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par L'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 9T15s est de dimensions A × B = 22.5 × 18.5 mm².



Distances a et b

Unités	a = b (mm) $f_{cm,o}$ (MPa) 24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4

Figure V. 3 Caractéristiques des plaques d'ancrages.

Les dimensions x et x' et doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq 0.85 \times a$
- $x' \geq 0.5 \times x + enrobage\ de\ béton - 10mm$

On prend x = 30 cm et x' = 30 cm.

Tableau V. 7 Position des câbles.

Câble	X= 0 (m)	X= L/2 (m)
C1	0.6	0.12
C2	0.9	0.20
C3	1.2	0.36

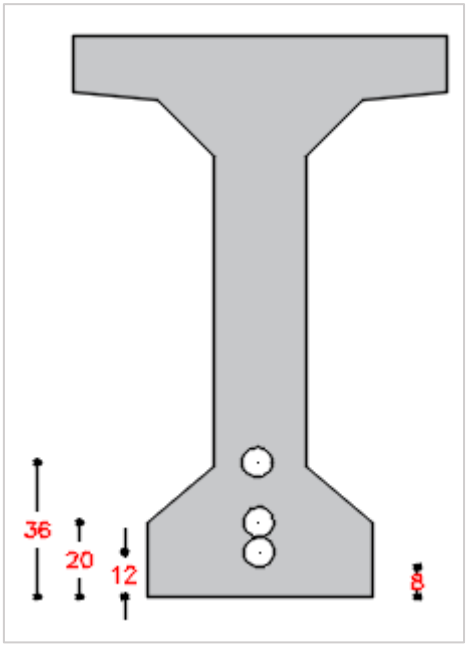


Figure V. 5 Position des câbles-section médiane.

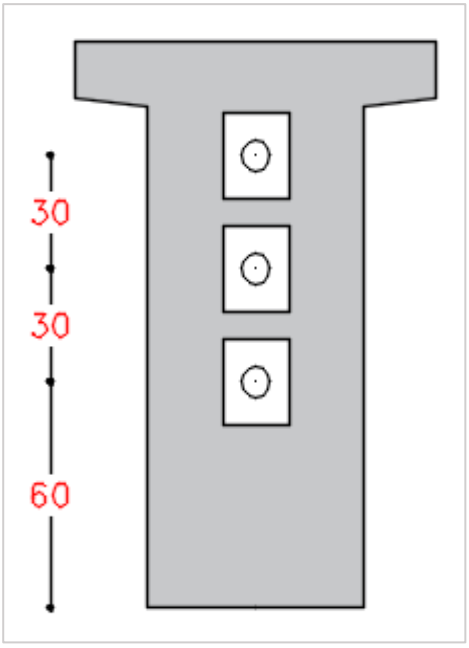


Figure V. 4 position des câbles-section d'about.

V.5.1 Tracé des câbles :

Chaque câble aura un tracé parabolique, le tracé suit le diagramme des moments (les charges appliquées sont généralement des charges répartie).

V.5.2 Angle de relevage α :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance rectiligne (élément métallique indéformable) environ de 1m à 1.20 m.

Cette partie rectiligne est incliné d'un angle α, on détermine l'angle de relevage d'une façon la condition de l'effort tranchant soit vérifiée.

On écrit :

$$Arcsin\frac{(VM-\bar{V})}{P} \leq \boldsymbol{\alpha} \leq Arcsin\frac{(Vm+\bar{V})}{P}$$

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{T} * bn * 0.8 * h =$

$\bar{T}$: contrainte tangentielle limite en l'état limite de service $= \sqrt{[0.4 * ftj * (ftj + \sigma x)]}$

bn : la largeur nette de la section d'about + hourdis.

$\sigma x = \frac{P}{Bn}$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

Bn : surface nette de la section d'about + dalle.

Tableau V. 8 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

bn	0.52	m
Bn	1.38	m2
P	4.48	MN
σx	3.24	MPa
$\overline{T}$	2.53	MPa
$\overline{V}$	1.84	MPa

On opte pour : $-12.95 \leq \alpha \leq 31.26$

$\alpha C1 = 4°$ $\alpha C2 = 5°$ $\alpha C3 = 6°$

Tableau V. 9 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.

N°câble	l (m)	αrel(°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l)rad
			x=0	1	15			
C1	28	4	0.60	0.53	0.12	0.41	238.98	0.059
C2	28	5	0.90	0.81	0.20	0.61	160.00	0.088
C3	28	6	1.20	1.09	0.36	0.73	133.35	0.105

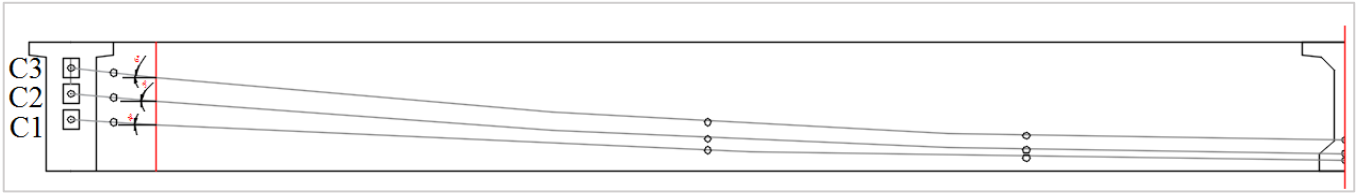


Figure V. 6 Tracé des câbles.

V.6 CALCUL DES PERTES :

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 époque 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 rangées en deux catégories :

- ✓ Les pertes instantanées :
  - Pertes dues au frottement.
  - Pertes dues au recul à l'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.

V.6.1 Les pertes de tension instantanées :

V.6.1.1 Pertes par frottements :

$$\Delta\sigma f = \sigma p0\,(1 - e\,(-f\alpha - \varphi x))$$

α: L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que f = 0,18/rad. (ALGA).

φ: Perte relative de tension par mètre, telle que φ = 0,002/m. (ALGA).

σp0 : Contrainte de tension à l'encrage σp0 = 1488 MPa.

Tableau V. 10 Les résultats de calcule des pertes par frottements.

N°câble	β (rad)	fβ+ φx	Δσf (0) (MPa)	Δσf (l/4) (MPa)	Δσf (3l/8) (MPa)	Δσf (l/2) (MPa)
C1	0.059	0.041	15.61	37.53	48.37	59.12
C2	0.088	0.046	23.25	45.06	55.84	66.54
C3	0.105	0.049	27.86	49.59	60.34	71.01
		Moyenne	22.24	44.06	54.85	65.56
		Pourcentage	1.49	2.96	3.69	4.41

V.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

$\Delta\sigma g = 2 \times \sigma p0 \times k(d - x)$ avec $k = f * \frac{\beta}{l} + \varphi$

d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage $d = \sqrt{\frac{Ep*g}{\sigma p0*k}}$

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

Ep = 190000 MPa.

σp0 = 1488 MPa.

Tableau V. 11 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσg(0) (MPa)	Δσg(l/4) (MPa)	Δσg(3l/8) (MPa)	Δσg(l/2) (MPa)
C1	15	0.0027	16.84	135.43	76	42.834	14.766
C2	15	0.0031	15.85	143.86	75.28	38.056	7.7055
C3	15	0.0033	15.33	148.72	74.242	34.815	3.2055
			Moyenne	142.67	75.174	38.568	8.559
			Pourcentage	10	5.05	2.59	0.58

V.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2Ei}\sigma_{bj}$$

$$\sigma bj = \frac{P}{B} + \frac{Pe2}{I} - \frac{Mp * e}{I}$$

Tableau V. 12 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton.

Désignation	Valeur			
	X= 0	X = L/4	X=3L/8	X=L/2
P=ncable×P0(MN)	5.67	5.67	5.67	5.67
B(m²)	0.96	0.62	0.62	0.62
e=υ'-moy(ei) (m)	0.11	0.41	0.54	0.58
Mp (MN.m)	0	1.17	1.49	1.60
σbi	6.25	11.94	14.15	15.13
Δσe MPa	16.51	31.52	37.35	39.95
Δσe en %	1.11	2.12	2.51	2.68

V.6.2 Les pertes de tension déférées :

V.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

$$\Delta\sigma r = \varepsilon r\,(1 - r(j))\,EP$$

ε_r le retrait total du béton.= $2*10^{-4}$

j : l'Age du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(j) = t/t + 9\,r(m)$. Avec $r(m) = Bn/p$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Tableau V. 13 Les résultats de calcul des pertes par retrait.

	Valeur	Unité
$\Delta\sigma r$	38.00	MPa
$\Delta\sigma r$	2.55%	%

V.6.2.2 Perte par fluage :

$$\Delta\sigma fl = 2.5 * \sigma b * \frac{EP}{Eij} \quad \text{Avec} \quad \sigma b = \frac{P}{B} + \frac{Pe2}{I} - \frac{Mp*e}{I}$$

Tableau V. 14 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

Désignation	Valeur			
	X= 0	X = L/4	X=3L/8	X=L/2
P=ncable×P0(MN)	5.07	5.07	5.07	5.07
B(m²)	1.40	1.0511	1.0511	1.0511
e=υ'-moy(ei) (m)	0.15	0.75	0.87	0.91
Mp (MN.m)	0.00	1.93	2.45	2.63
σbi	4.33	10.22	11.38	11.96
Δσe MPa	57.17	134.91	150.27	157.91
Δσe en %	3.84	9.07	10.10	10.61

V.6.2.3 Perte par relaxation :

$$\Delta\sigma rel = \left(\frac{6}{100}\right)\rho 1000\left[\left(\frac{\sigma pi(x)}{fprg}\right) - \mu 0\right]\sigma pi(x)$$

μ0 coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

En général : ρ1000 =**2.5%** pour les aciers TBR.

ρ1000 =8% pour les aciers RN.

Tableau V. 15 Les résultats de calcul des pertes par relaxation.

Désignation	Valeur			
	X= 0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
$\Delta\sigma rel$ (MPa)	56.15	59.55	61.76	63.62
Pourcentage %	3.77%	4.00%	4.15%	4.28%

Concernant les pertes totales on prend les résultats au point X=L/2

$$\Delta\sigma tot = \underbrace{\Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e}_{\text{Pertes différées}} + \underbrace{\Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma\rho}_{\text{Pertes instantané}}$$

$$\Delta\sigma tot = 65.56 + 8.56 + 39.95 + 38 + 157.91 + \frac{5}{6} * 63.62 = \mathbf{363\ MPa.}$$

$$\Delta\sigma tot = \mathbf{24.39}\ \%$$

Le pourcentage des pertes calculés (24.39%) est bien inférieur à celui estimé au préalable (25%).

V.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue en quatre phase en considérant 04 sections X= 0.5, L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau V. 16 Caractéristiques des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
Bnette (m2)	0.95	1.38	0.602	1.036	0.602	1.036	0.602	1.036
vn (m)	0.707	0.696	0.682	0.594	0.679	0.592	0.678	0.591
v'n (m)	0.793	1.055	0.818	1.156	0.821	1.158	0.822	1.159
InG (m4)	0.195	0.403	0.163	0.330	0.162	0.327	0.161	0.326
ρ (%)	36.61	39.75	48.65	46.38	48.15	46.02	47.93	45.88

Les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 encadrant la valeur probable Pm avec :

- $P1 = 1{,}02\,P0 - 0{,}8\,\Delta P$
- $P2 = 0{,}98\,P0 - 1{,}2\,\Delta P$

Tableau V. 17 Contraintes Admissibles.

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σbc (MPa)	13.91	21	Exé / Q.R / Q.F
σbt1 (MPa)	-2.99	-4.05	Exé / Q.R / Q.F
σbt2 (MPa)	-1.39	-1.89	Exécution
σbt2 (MPa)	-1.99	-2.7	Q.Rares

V.7.1 Effort de précontrainte :

Tableau V. 18 Position de câble moyen.

	d1	d2	d3	d
x=0.5	0.57	0.85	1.15	0.86
x=L/4	0.24	0.37	0.57	0.39
x=3L/8	0.15	0.24	0.41	0.27
x=L/2	0.12	0.20	0.36	0.23

Tableau V. 19 Caractéristique de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	d x=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3.83	2.95	2.79	0.86	0.39	0.27	0.23
Phase 2	3	100	7.66	5.72	5.30	0.86	0.39	0.27	0.23
Phase 3	3	100	15.95	5.33	4.71	0.86	0.39	0.27	0.23
Phase 4	3	100	24.23	4.93	4.11	0.86	0.39	0.27	0.23

V.7.2 Justification des contraintes normales :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma sup \leq \sigma bc \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma inf \leq \sigma bc \end{cases}$$

Tableau V. 20 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.06	0.42	0.55	0.60	-0.06	0.42	0.55	0.60
M ELS		0.00	1.17	1.49	1.60	0.00	1.17	1.49	1.597
P1 (MN)		2.95	2.95	2.95	2.95	5.72	5.72	5.72	5.72
P2 (MN)		2.79	2.79	2.79	2.79	5.30	5.30	5.30	5.30
σp (MPa) (moment)	**σsup**	0.00	4.90	6.27	6.73	0.00	4.89	6.26	6.73
	σinf	0.00	-5.87	-5.23	-8.16	0.00	-5.86	-7.57	-8.16
σP1 (MPa)	**σsup**	3.79	-0.33	-1.97	-2.51	7.35	-0.64	-3.83	-4.86
	σinf	2.35	11.19	13.23	13.89	4.55	21.68	25.64	26.93
σP2 (MPa)	**σsup**	3.58	-0.31	-1.86	-2.37	6.81	-0.59	-3.54	-4.50
	σinf	2.22	10.56	12.49	13.12	4.22	20.08	23.75	24.94
σMax (MPa)	**σsup**	3.79	4.57	4.29	4.23	7.35	4.25	2.44	1.87
	σinf	2.35	5.32	8.01	5.73	4.55	15.82	18.07	18.76
σMin (MPa)	**σsup**	3.58	4.59	4.41	4.37	6.81	4.30	2.72	2.23
	σinf	2.22	4.69	7.27	4.95	4.22	14.22	16.18	16.78

Tableau V. 21 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L8	x=L/2
e (m)		0.20	0.76	0.89	0.93	0.20	0.76	0.89	0.93
M ELS		0.00	1.93	2.45	2.63	0.00	2.35	4.96	5.30
P1 (MN)		5.33	5.33	5.33	5.33	4.93	4.93	4.93	4.93
P2 (MN)		4.71	4.71	4.71	4.71	4.11	4.11	4.11	4.11
σp (MPa) (moment)	σsup	0.00	3.47	4.44	4.77	0.00	4.23	8.99	9.63
	σinf	0.00	-6.76	-8.69	-9.36	0.00	-8.23	-17.58	-18.87
σP1 (MPa)	σsup	2.03	-2.17	-3.46	-3.87	1.88	-2.01	-3.20	-3.58
	σinf	6.61	19.39	21.97	22.81	6.12	17.95	20.34	21.11
σP2 (MPa)	σsup	1.80	0.56	-0.11	-3.42	4.41	1.07	-0.21	-2.99
	σinf	5.84	17.13	19.42	20.16	5.11	14.97	16.97	17.62
σMax (MPa)	σsup	2.03	1.30	0.98	0.90	1.88	2.21	5.78	6.04
	σinf	6.61	12.62	13.28	13.45	6.12	9.72	2.76	2.25
σMin (MPa)	σsup	1.80	4.03	4.33	1.35	4.41	5.29	8.78	6.64
	σinf	5.84	10.37	10.72	10.80	5.11	6.74	-0.61	-1.25

V.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS :

$$\tau^2 \le 0{,}4 \cdot f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \le 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6 \cdot f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_2^2$$

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

- $\tau = \frac{Vred * Sn}{In * bn}$
- $Vred = Vser - \sum Pi * sin\alpha$
- $Sn = v' \times Bn.$

Bn : la surface de poutre + dalle à X=0.5m

Tableau V. 22 Les composantes de P.

Câble	P	α	Pcos α	Psin α
C1	1.51	4	1.50	0.11
C2	1.51	5	1.50	0.13
C3	1.51	6	1.50	0.16
Somme			**4.51**	**0.39**

On trouve $\sigma x = 3.26 MPA$

Donc $\bar{\tau}1 = \mathbf{2.54\ MPa}$

$\sigma x < 0.4 * fcj$ on a $\bar{\tau}1 < \bar{\tau}2$ donc on vérifié que $\tau < \bar{\tau}1$

$Vser = 0.84MPa;\quad Vred = 0.45MPa;\quad Sn = 0.38m3;\quad bn = 0.52m;\quad In = 0.40m4$

$\boldsymbol{\tau = 0.81\ MPa}$

$\mathbf{0.81 < 2.54;}$ Condition vérifié.

V.9 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU :

$$tan\,(2\beta u) = \frac{2 * \tau u}{\sigma x - \sigma y}\ avec\ \beta \geq 30°$$

σx et σy : représenter les contraintes normales au niveau de G.

$\tau u = Vu,red * \frac{Sn(y)}{In * bn}$ La contrainte tangentielle ultime.

$Vu = 1.13\ MPa\ ;\quad Vu,red = 0.74\ MPa$

Donc $\boldsymbol{\tau u = 1.33 MPa}$

$\beta u = 19.67°$ on prend $\beta = 30°$

V.10 Section des armatures transversales :

$$\frac{At * fe}{bt * St * \gamma} \geq \left(\tau u - \frac{ft28}{3}\right) * \tan(\beta u)$$

On trouve $\frac{At}{St} = 3cm$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau u \leq \frac{fc28}{4*\gamma b} = \frac{35}{6} = \mathbf{5.83 MPa} \geq \mathbf{1.33\ MPa}$ Condition vérifiée.

V.11 FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

V.11.1Les armatures de la zone tendues :

$$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{fe} * \frac{ftj}{\sigma Bt}\right)$$

Bt : aire de la section du béton en traction,

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

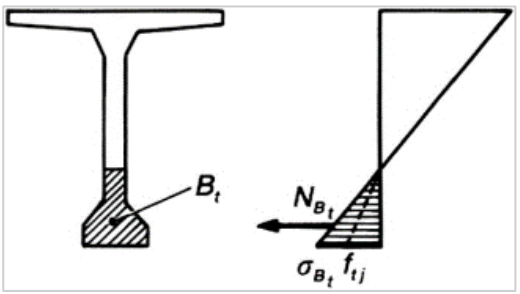


Figure V. 7 Diagramme des contraintes.

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

$$Bt = 0.1493\,m^2; \quad \sigma Bt = 1.25\,MPa; \quad NBt = 0.10451\,MN$$

Donc :

$As = 6.01\,cm^2 \longrightarrow$ Soit **6HA12**

V.11.2 Les armatures de peau :

Sur toute la périphérie des sections, et pour toutes les classes, d'au moins 3 cm²/m

Le ferraillage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure :

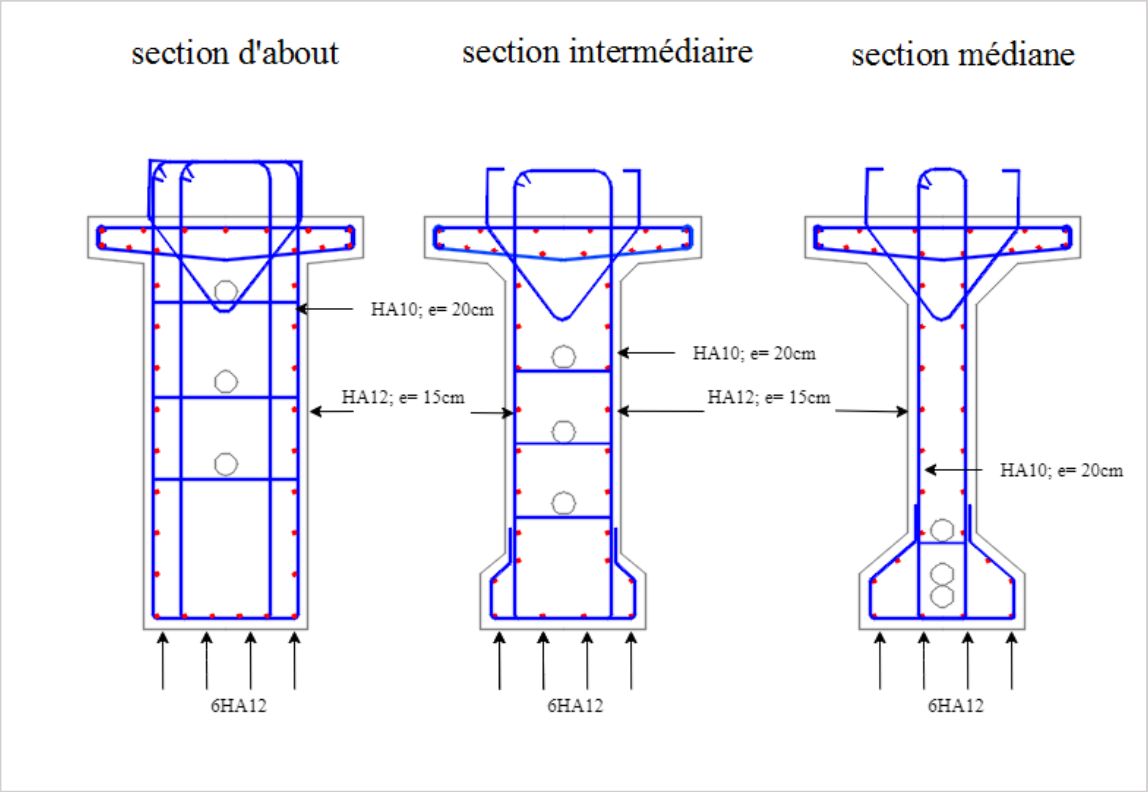


Figure V. 8 Ferraillage de la poutre.

V.12 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a vu la méthode de dimensionnent de la précontrainte de la poutre ainsi les vérifications nécessaires à faire.

ETUDE DE L'HOURDIS

ENSTP 2020/2021

VI.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va faire la vérification de la flèche et l'étude de l'hourdis. Les flèches sont déterminées à partir de modèle de calcul.

VI.2 Vérification de la flèche :

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations.

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

La flèche admissible est de L/500, où L'est la portée de la travée considérée.

Donc : $\frac{30}{500} = 0.06m$

Alors la flèche admissible égale à 6cm.

VI.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre :

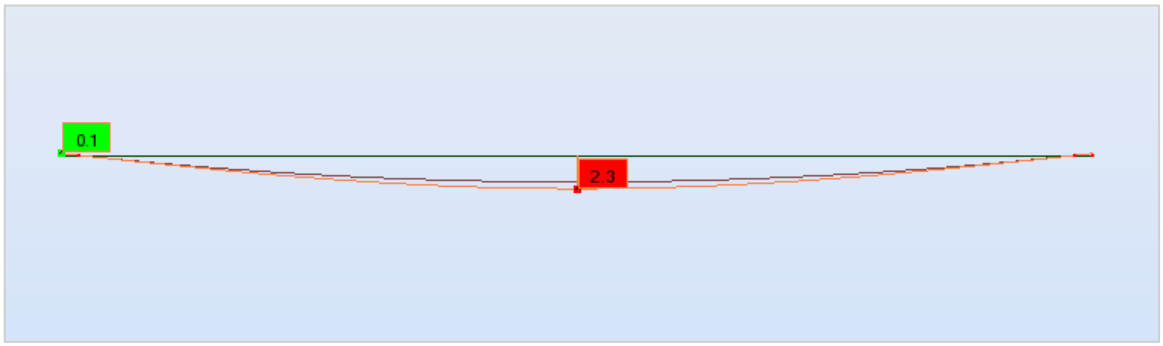


Figure VI. 1 Flèche due au poids propre.

On constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre est égale à 2.3 cm.

VI.2.2 Contre flèche de précontrainte :

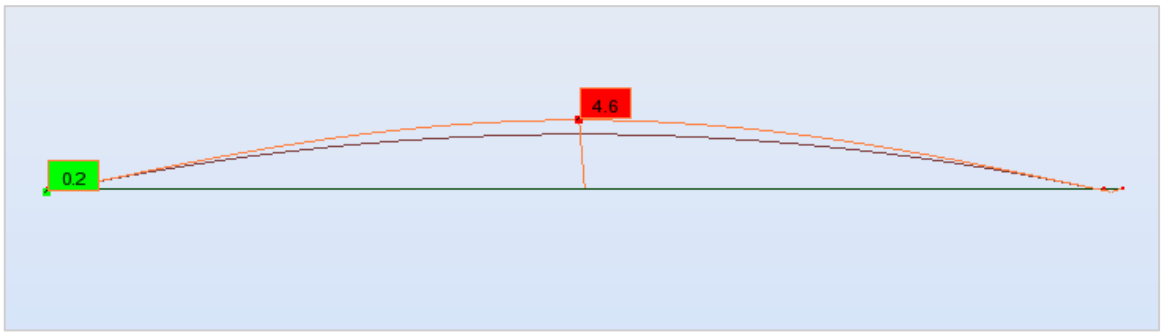


Figure VI. 2 Contre flèche de précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 4.6 cm.

VI.2.3 Flèche maximale à ELS :

On vérifie la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

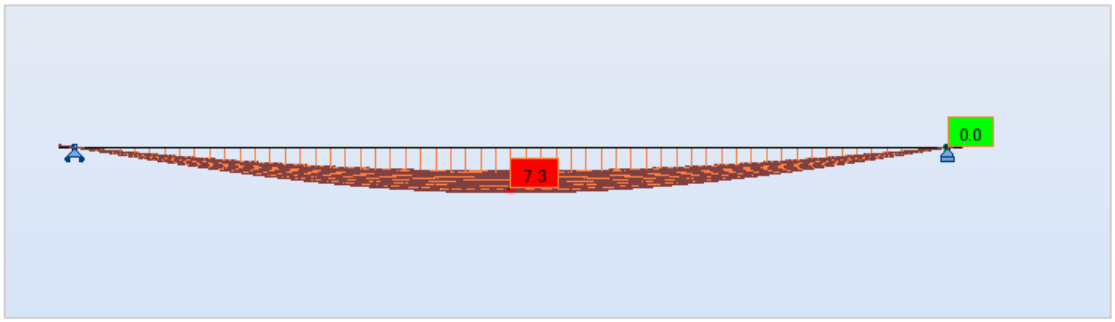


Figure VI. 3 La flèche maximale du tablier en service.

La flèche maximale à l'ELS égale à 7.3 cm.

VI.2.4 Flèche totale :

$7.3 - 4.6 = 2.7cm < 6cm$; Condition vérifiée.

VI.3 ETUDE DE L'HOURDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, destinée à recevoir le revêtement, les surcharges et à transmettre les charges aux poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : le problème de ferraillage ne se pose pas, la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale puis on va déterminer les armatures nécessaires pour la dalle.

VI.3.1 Ferraillage sous la flexion transversale :

VI.3.1.1 La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée comme un élément barre de section (0.25m ×13.80m) dont la largeur est prise égale à 1m repose sur 9 appuis, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions déjà définies.

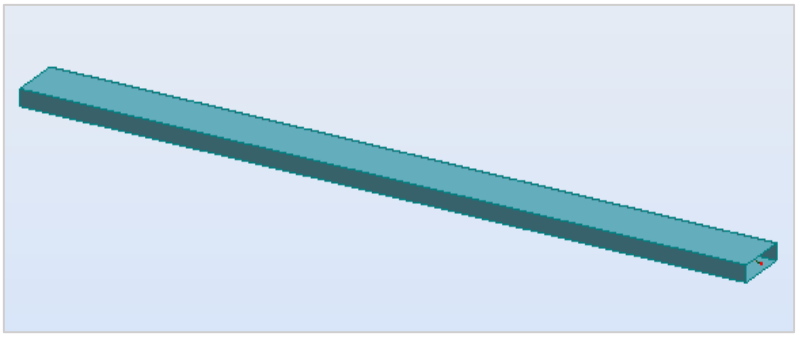


Figure VI. 4 La modélisation de l'hourdis.

Les résultats combinaisons plus défavorable obtenus à l'ELU et à l'ELS sont donnés ci-dessous :

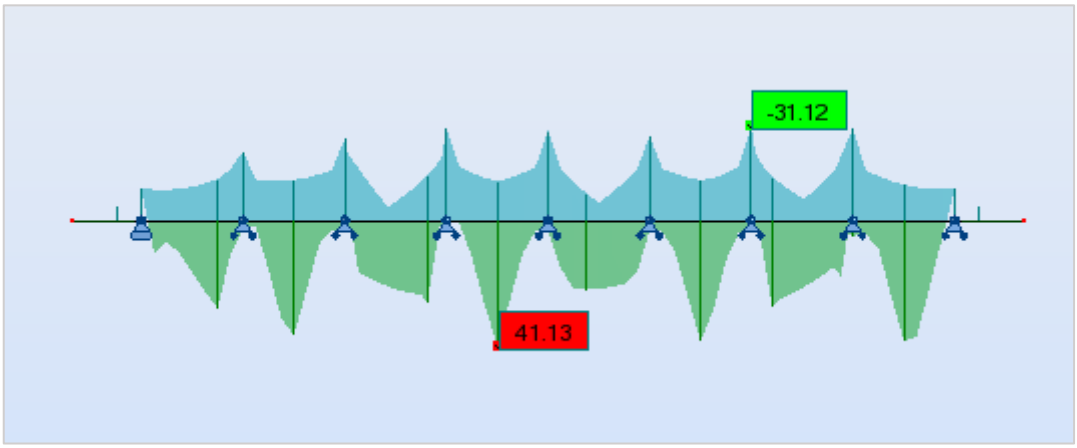


Figure VI. 5 Diagramme des moments max à l'ELU.

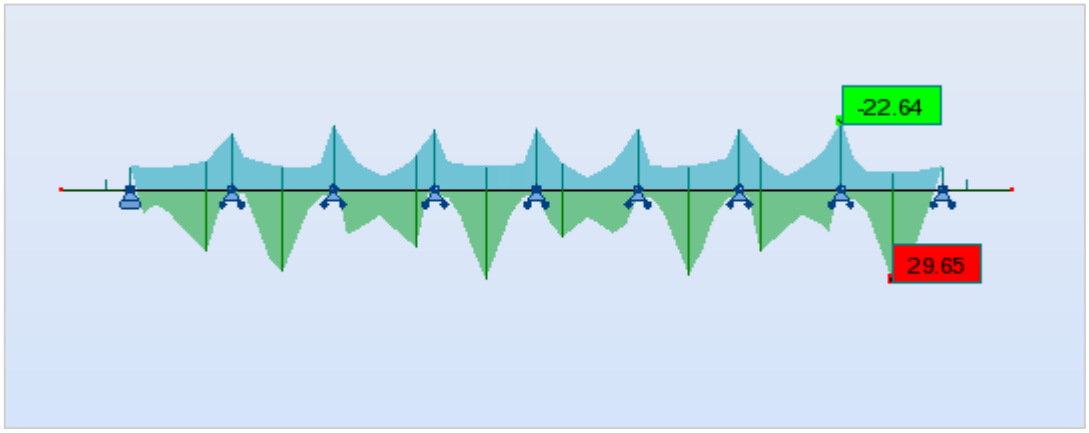


Figure VI. 6 Diagramme des moments max à l'ELS.

VI.3.2 Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, elle est ferraillée en flexion simple.

VI.3.2.1 Les armatures transversales :

La nappe inferieure :

$Mmax = 29.65KN.m$ On trouve que $As = 6.50cm^2/ml.$

Soit $\mathbf{5HA14/ml}$ espacées de $20cm.$

La nappe supérieure :

$Mmax = 22.64KN.m$ On trouve que $As = 4.9cm^2/ml.$

Soit $\mathbf{5HA12/ml}$ espacées de $20cm.$

VI.3.2.2 Les armatures longitudinales :

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

La nappe inferieure :

On prend $\mathbf{5HA10/ml}$ $(As = 2.16\ cm2/ml)$.

La nappe supérieure :

On prend $\mathbf{5HA10/ml}$ $(As = 1.63\ cm2/ml)$.

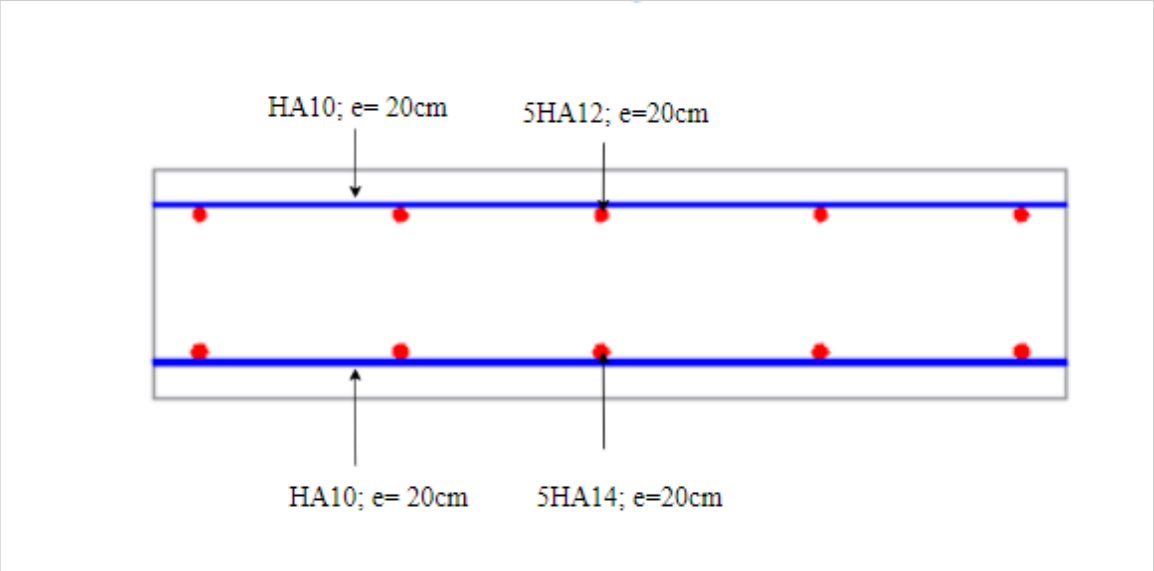


Figure VI. 7 Ferraillage de la dalle.

VI.4 CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre la vérification de la flèche et le ferraillage transversale et longitudinale de la dalle, en utilisant logiciel ROBOT.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

ENSTP 2020/2021

VII.1 INTRODUCTION :

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers.

Ces équipements permettre un fonctionnement correct de la structure tel que les appareils d'appuis et les joins de chaussées, et rendre la circulation confortable avec la chaussée.

Parmi ces équipements :

- Trottoirs.
- Les bordures et les dispositifs de retenue.
- L'étanchéité.
- Les appareils d'appuis et les joins de chaussée.
- Corniches.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2 APPAREIL D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre des mouvements de rotation ou de translation. Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Notre choix s'est porte sur appareils d'appuis élastomère frette Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet e= ti / 2.

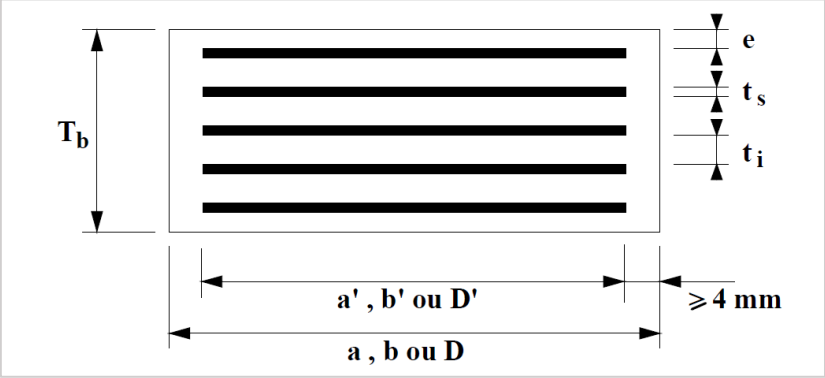


Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VII.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

$\sigma max = Rmax / axb \leq \sigma adm = 20MPa.$

σmax : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

$Rmax$: Réaction d'appui à ELU.

$Rmax = 1.13MN$. Résultats du ROBOT la réaction max de la poutre.

On trouve $\boldsymbol{axb = 565cm^2}$, on prend $\boldsymbol{a.b \approx 250x\ 350mm^2.}$

VII.2.2 L'épaisseur de l'appareil d'appui T :

$a/10 \leq T \leq a/5.$

$\boldsymbol{35.00 \leq T \leq 70.00mm.}$

VII.2.3 Dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235\ \text{Kg/mm}^2 \quad \text{les élastique de l'acier qui compose les frerttes} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

$$\sigma m = \frac{Rmax}{a * b} = 12.91MPa$$

$$\beta = a * \frac{b}{2*G*(a+b)} = 8.10$$

avec G : le module de cisaillement $= 0.9MPa$

on trouve $ts = 1.70\ mm$; alors on prend $\boldsymbol{ts = 2mm.}$

Feuillets d'élastomère : $ti = 10\ mm.$

Enrobage des chants : $4mm.$

Enrobage extérieur : $2.5mm.$

Donc $\boldsymbol{Tb = 55mm}$.

L'épaisseur totale de l'élastomère $\boldsymbol{T = 45\ cm.}$

VII.3 ETUDE SISMIQUE :

VII.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie, le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).

- L'ouvrage se trouve dans une **zone sismique IIa** (sismicité moyenne).

- Le coefficient d'accélération de zone **a = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).

- Le sol est de catégorie **S2 (site ferme)**.

VII.3.2 Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale, s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi ces critères, le biais (angle de l'axe de tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades, ce dernier ne représente pas les cas pour notre ouvrage (63.33 grades), alors on applique la deuxième méthode « la méthode du spectre de réponse ».

VII.3.3 Spectre de réponse :

L'application de cette méthode nécessite un logiciel de calcul, pour cela on utilise le modèle longitudinal (ROBOT), en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

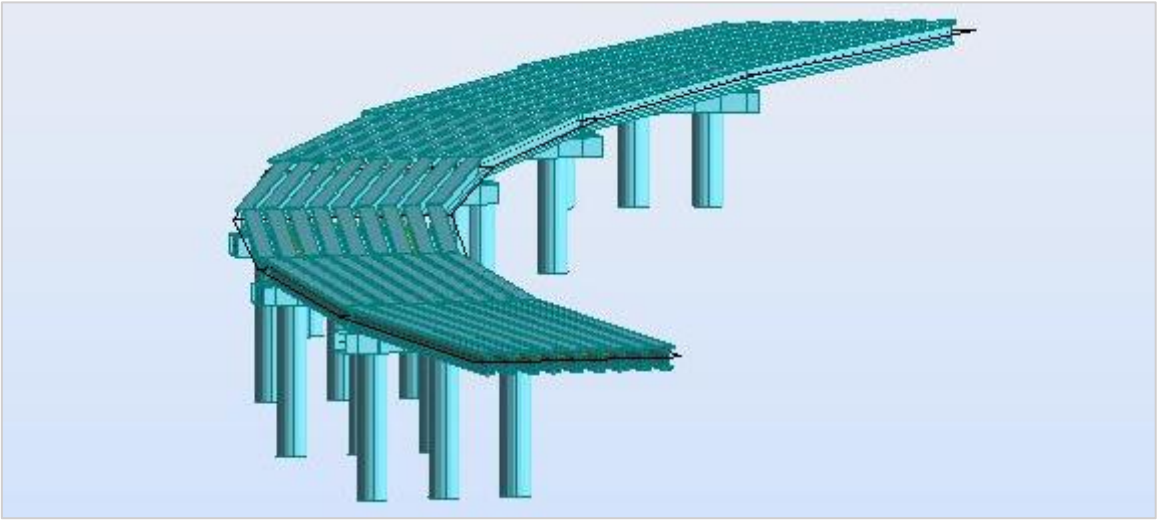


Figure VII. 2 Modèle de calcul multimodal.

VII.3.3.1 Spectre de réponse de la composante horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae\,(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.2

g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s2

S : coefficient du site S = f (S2) = 1.1 (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

(T1, T2) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement : η = √ /(2 ξ) = 1

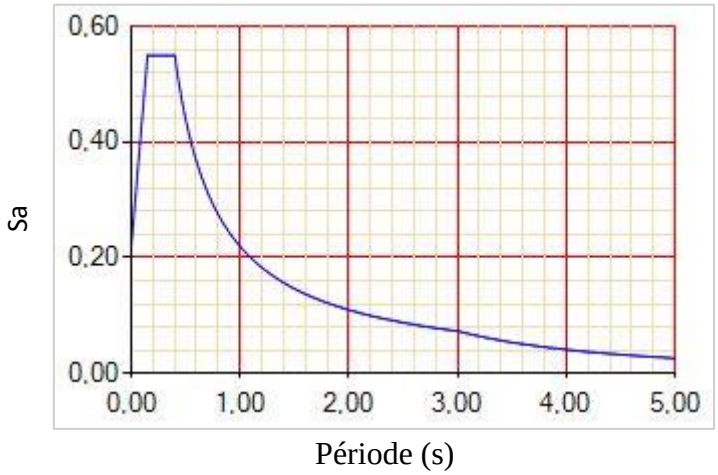


Figure VII. 3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale

VII.3.4 Modes propres :

On tient en compte les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale, c'est-à-dire tous les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi) atteint au moins 90% de la masse totale du pont.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous :

Tableau VII. 1 Modes propres.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,98	1,02	0,00	25,67	0,00	25,67
2	1,00	1,00	35,99	25,80	35,99	0,14
3	1,05	0,95	51,52	41,81	15,53	16,00
..	..	..	..	..	..	..
37	6,51	0,15	97,57	89,28	0,13	0,66
38	7.92	0.13	97,83	92.54	0,28	3.26

VII.3.5 Combinaison des composantes de l'action sismiques :

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet de l'action sismique maximale E dû à l'apparition brusque des actions sismique le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

- $\boldsymbol{E1 = \pm Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez}$
- $\boldsymbol{E2 = \pm Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez}$
- $\boldsymbol{E3 = \pm Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey}$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Dans les tabliers en béton précontraints les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement ainsi que leurs effets sur les appareils d'appui et les attelages doivent être évalués dans tous les cas.

Pour la suite de travail on a pris en compte que les composantes horizontales de l'action sismique Ex et Ey.

Les combinaisons de composantes sismiques deviennent :

- $\boldsymbol{E1 = Ex \pm 0.3\,Ey}$
- $\boldsymbol{E2 = Ey \pm 0.3\,Ex}$
- $\boldsymbol{E3 = 0.3Ex \pm 0.3\,Ey}$

VII.3.6 Efforts sismiques :

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût.

VII.4 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 :

VII.4.1 Résistance à la compression :

$\sigma m = \frac{Rmax}{a*b} = 12.91MPa < 20MPa$; **condition vérifiée.**

VII.4.2 Sécurité au flambement : $\gamma_s.Pu \leq Pc$

γs: Le coefficient de sécurité.

Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : La charge critique de flambement. $P_c = 4.G.B.S^2.d/h$

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme $S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$

$S = 7.29$; $d = 0.012m$; $h = 0.055m.$; $B = 0.09m^2$.

$Pc = 3.65MN$; $Pu = 1.13MN$.

$\mathbf{3.39MN \leq 3.65MN}$. Condition vérifiée.

VII.4.3 Limitation de la distorsion :

C'est le rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

Pour : $p = \frac{Pu}{Pc} \leq 0.25$ $\delta \leq 0.7 + 1.4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p)$;

Pour : $p = \frac{Pu}{Pc} \geq 0.25$ $\delta \leq \delta c = 1.4(1 - 2p)$ avec $\delta = \gamma/Tb$;

$p = 0.309 \geq 0.25$ Donc $\delta c = 0.535$;

$\gamma = 0.09$ $Alors$ $\delta = 2.01$;

$\mathbf{0.535 \leq 2.01}$ **;** Condition non vérifiée, on doit faire des dispositifs de non distorsion (taquets d'arrêt).

VII.4.4 Condition de non-glissement :

On doit vérifier : $\boldsymbol{H < \int . N}$ Avec $\int = \mathbf{0.1} + (\mathbf{0.6 / \sigma m})$

- H : l'effort horizontal.
- $\int$: coefficient de frottement.
- N : l'effort de compression verticale.

D'abord on doit calculer les composantes de séisme, de freinage, de température, de fluage et de retrait.

$\boldsymbol{N = 1.71 MN}$

$\sigma m = N/(a \times b) = 19.54 MPa$

$\int = 0.13$

$\boldsymbol{H = 0.53 MN}$

$0.53 > 1.71 * 0.13 = 0.22$; **condition non vérifiée**, on fait des dispositifs de non glissement.

VII.5 DES D'APPUIS :

Les dés d'appuis sont soumis à une compression simple.

VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :

D'après le guide SETRA, le dimensionnement des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm.

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $\boldsymbol{a = 0.50m}$; $\boldsymbol{b = 0.50m}$ avec une hauteur déterminée par : $\boldsymbol{H \geq \frac{2ab}{2(a+b)}}$

Do**nc** $H \geq 0.25m$ **;** On prend $\boldsymbol{H = 0.30m}$.

VII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis :

La section de ferraillage As est définie par la relation :$As = \frac{Rmax}{\bar{\sigma}s}$

$$\bar{\sigma}s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{500}{1.15} = 435 MPa$$

$Rmax$: Sous la combinaisons max = $1.134\ MN$

Armatures horizontales :

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

$Ah = 0.125 \frac{Rmax}{\bar{\sigma}s} = 3.26 cm^2$, Soit **6HA10.**

Armatures de chainage :

$$Ac = 0.25\frac{Rmax}{\bar{\sigma}s} = 0.25\frac{1.134}{435} = 6.52\text{cm}^2$$, Soit **6HA12**

Frettes inférieures :

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

$Ai = 0.10\frac{Rmax}{\bar{\sigma}s} = 2.61cm^2$, Soit **6HA8.**

Frettes supérieures :

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

$As = 0.04\frac{Rmax}{\bar{\sigma}s} = 1.04\ cm^2$, Soit **6HA8.**

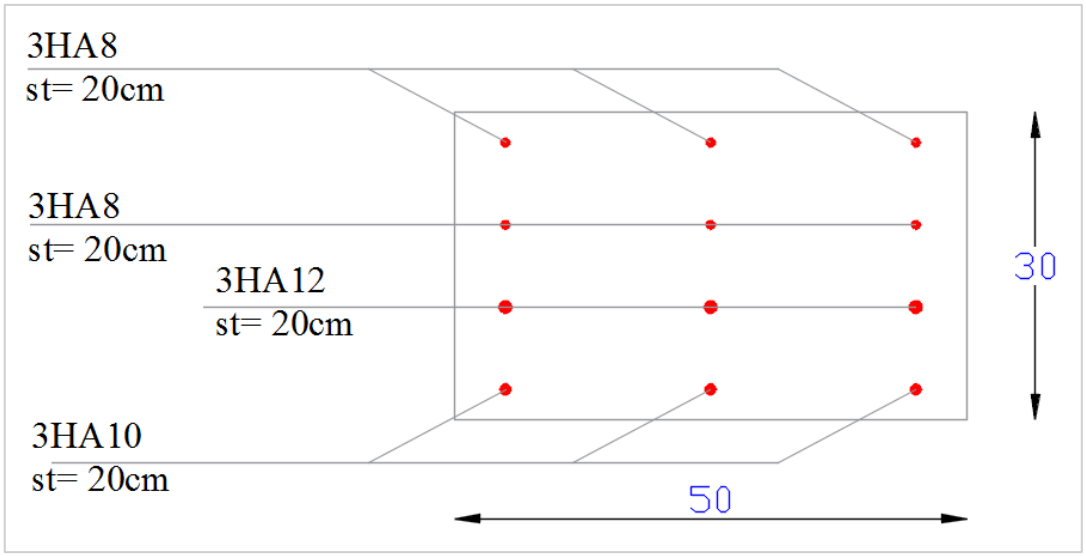


Figure VII. 4 Ferraillage de dés d'appui.

VII.6 AUTRES EQUIPEMENTS :

VII.6.1 Joint de chaussée :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

Le souffle :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

Le calcule de souffle est donnée par :

$$W = WD + 0.3WT + WS/3$$

- W : souffle total du joint.
- WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage) = 0.008 m.
- WT : souffle thermique = 0.005 m.
- WS : souffle sismique = 0.094 m.

$$\boldsymbol{W = 41mm}$$

A l'aide de catalogue de joints de chaussée CIPEC, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire Wd.

Le diagramme ci-dessous fait état de la capacité de souffle des joint Wd en fonction du biais.

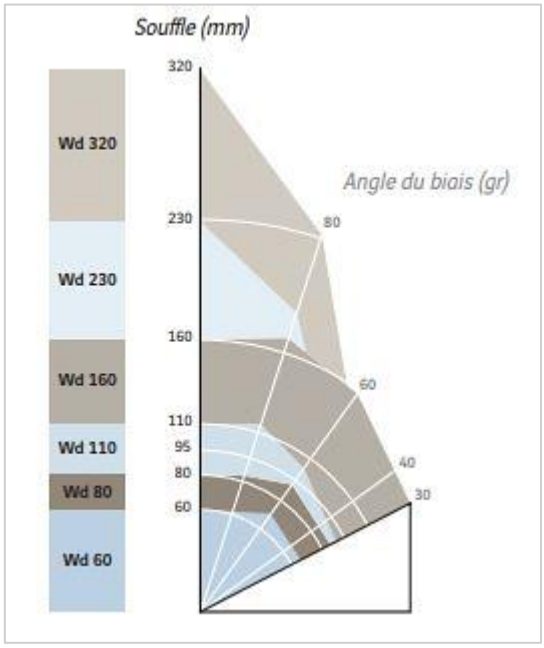


Figure VII. 5 Modèles des joints Wd.

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage est **Wd60.**



Figure VII. 6 Joint du type Wd.

VII.6.2 L'assainissement d'un pont :

L'évacuation des eaux sur les ponts est nécessaire pour la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage, le recueil des eaux est assuré par la pente transversale et longitudinale ensuite évacuées à l'aide des gargouilles.

VII.6.3 Les corniches :

Elles ont un rôle esthétique, situé à la partie haute des tabliers, dans note projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions montrées ci-dessous :

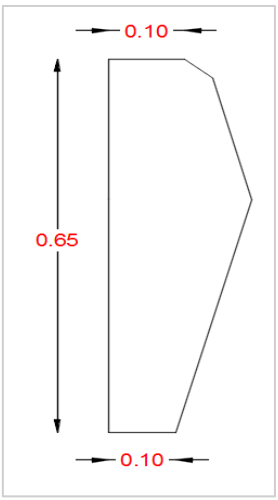


Figure VII. 7 Dimensions de la corniche préfabriquée.

VII.7 CONCLUSION :

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement.

Ces équipements permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ENSTP 2020/2021

VIII.1 INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, qui est défini par l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, l'appuis intermédiaires (piles) et l'appui d'extrémité (la culée). Ces derniers ont un rôle de supporter les charges et les actions de tablier et les transmettant vers le bon sol.

VIII.2 ETUDE DE LA PILLE :

Une pile comporte deux parties distinctes :

- Une superstructure où fût, sur laquelle repose le tablier : le rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- Une fondation : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les faits transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis.

VIII.2.1 Conception de la pile :

Pour notre cas on a opté six (06) piles poteaux avec trois (03) fûts circulaire pleins surmontés par un chevêtre qui supporte et transmettre les charges des tabliers aux fondations.

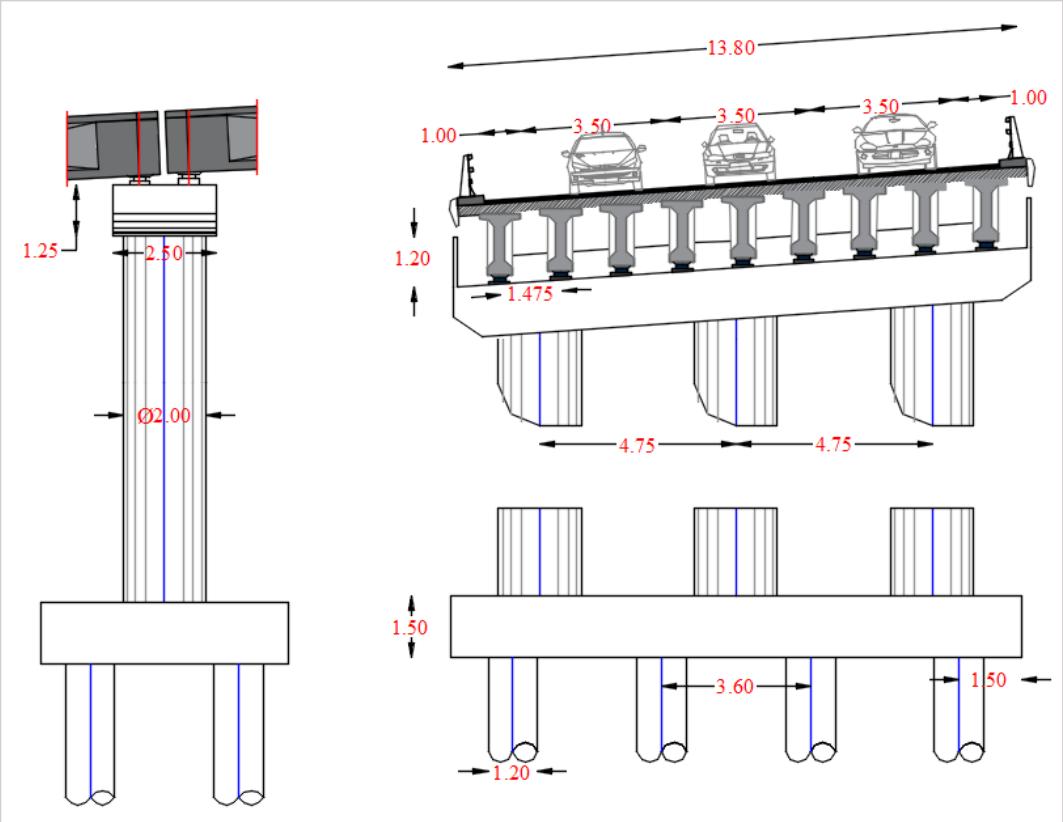


Figure VIII. 1 Conception de la pile.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Hauteur	7.65	9.10	9.90	11.00	11.50	11.15
Position	44+841	44+871	44+901	44+931	44+961	44+992

VIII.2.2 Evaluation de la raideur totale K :

Les raideurs des piles et des appareils d'appui sont données par les formules suivantes :

$$Ka\ app = \frac{G * a * b}{T}\ ; \qquad Kpile = n * 3 * \frac{EI}{h^3}; \qquad Kapp = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{Ka\ app}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1,2 MPa ;

Tableau VIII. 1 Raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Piles	$k_{Fût}$(MN/m)	k Ap-d'appui		nA-Apps	Kappuis	
		Dynamique (MN/m)	Statique (MN/m)		Dynamique (MN/m)	Statique (MN/m)
P1	168.19	2.33	1.75	18	33.61	26.53
P2	153.30	2.33	1.75	18	32.97	26.13
P3	175.17	2.33	1.75	18	33.88	26.70
P4	240.28	2.33	1.75	18	35.75	27.85
P5	309.39	2.33	1.75	18	36.98	28.59
P6	520.77	2.33	1.75	18	38.87	29.70
				Somme	212.06	165.50

Tableau VIII. 2 Raideurs transversale statiques et dynamiques des appuis.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	k Ap-d'appui		nA-Apps	K appuis	
		Dynamique (MN/m)	Statique (MN/m)		Dynamique (MN/m)	Statique (MN/m)
P1	10292.83	2.33	1.75	18	41.77	31.40
P2	9381.36	2.33	1.75	18	41.75	31.39
P3	10719.67	2.33	1.75	18	41.78	31.41
P4	14704.62	2.33	1.75	18	41.82	31.43
P5	18933.69	2.33	1.75	18	41.85	31.45
P6	31869.49	2.33	1.75	18	41.88	31.47
				Somme	250.85	188.55

VIII.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau VIII. 3 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Gmax Pile	3787.75	/	/
Gmax Tablier	8277.63	/	/
A(l) 3 Voies	2069.55	/	/
Bc 3 Voies	1560.16	/	/
Mc120	1142.23	/	/
D240	2060.69	/	/
Freinage Bc 3 Vs	/	180.00	2295.00
Freinage A(l) 3 Vs	/	91.97	1172.62
HT	/	79.13	1008.93
Hflv (ret + flu)	/	125.61	1601.48
Séisme longitudinal	/	2091.43	22215.19
Séisme transversal	/	2278.45	18920.62

VIII.2.4 Combinaisons des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU et l'ELA.

Tableau VIII. 4 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6HT + Hflv	14548.84	283.452	3613.98
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	19599.54	343.97	4946.22
ELA (long)	G + Ex + 0,4 HT + Hflv	12065.38	2248.69	24220.24
ELA (trans)	G + Ey + 0,4 HT + Hflv	12065.38	2435.71	20925.67

VIII.2.5 Ferraillage de la pile :

VIII.2.5.1 Vérification vis-à-vis du flambement :

L'élancement λ doit inférieur à 50 : $y = \frac{lf}{i} \leq 50$

λ : l'élancement géométrique de la pile.

lf : la longueur du flambement : $lf = 0.7 \times l_0 = 8.05m$

i : rayon de giration $i = \frac{D}{4} = 0.5m$

$\lambda = 16.1 \leq 50$; **Condition vérifie**.

VIII.2.5.2 Section d'acier d'un fût :

Avec Robot expert As = 314.42 cm², le ferraillage représenté dans la figure ci-dessous :

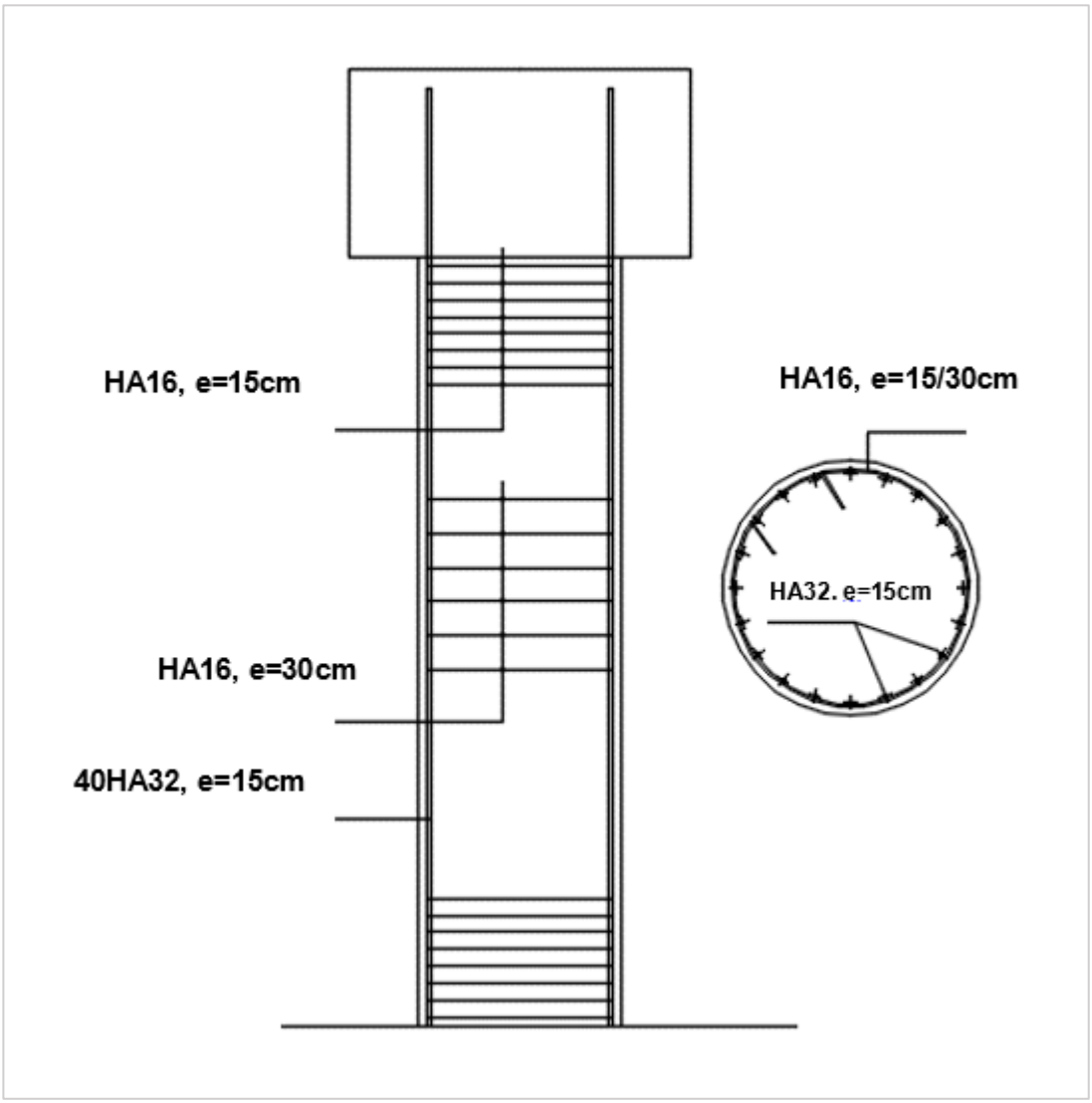


Figure VIII. 2 Ferraillages des fûts.

VIII.2.5.3 Ferraillage de chevêtre :

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

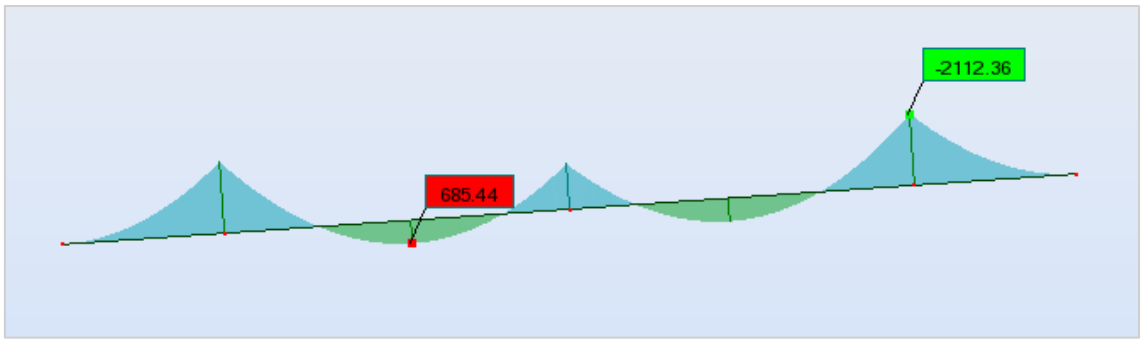


Figure VIII. 3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

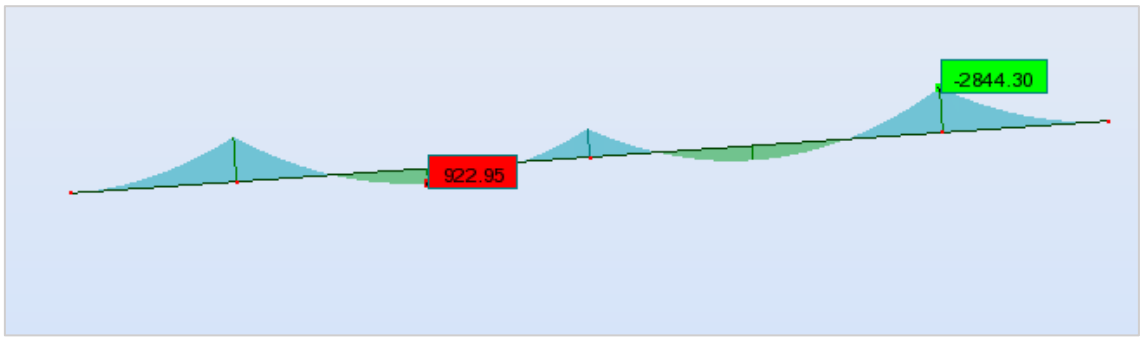


Figure VIII. 4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

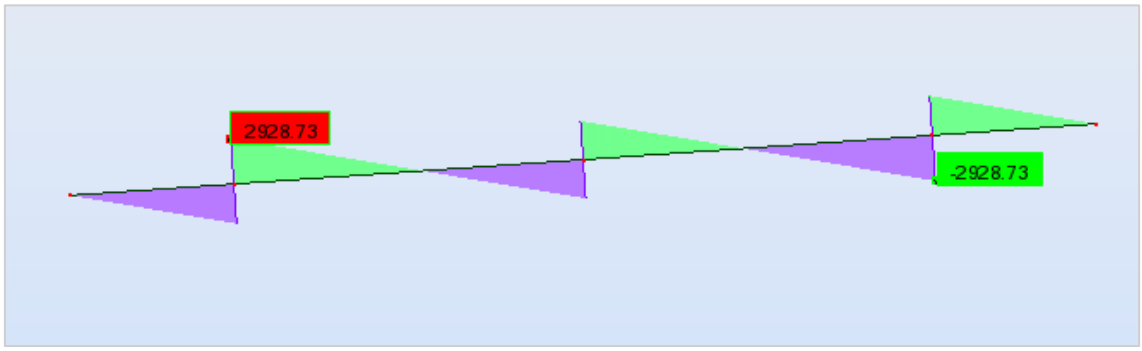


Figure VIII. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

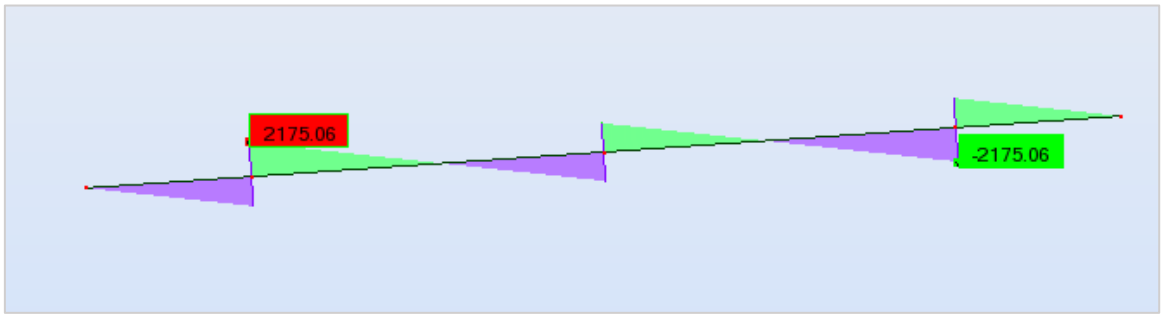


Figure VIII. 6 Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

Nappe supérieure :

Avec Robot expert As = 76.6 cm², soit **16HA25,** avec un espacement de 15cm.

Nappe inférieure :

Avec Robot expert As = 30 cm², soit 16HA16, avec un espacement de 15cm.

VIII.2.5.4 Dimensionnement a la torsion :

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt

$$\begin{cases} lt = lc \quad si \quad lc \leq \emptyset + hc \\ lt = \emptyset + hc \quad si \quad lc > \emptyset + hc \end{cases}$$

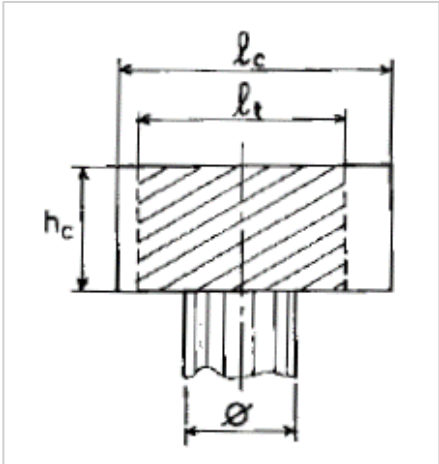


Figure VIII. 7 Dimensionnement a la torsion.

Avec lt est la largeur de torsion

- $Hc = 1.25m$
- $\Phi = 2m$
- $Lc = 2.5m$
- $Lt = 2.5m$

Contrainte de torsion :

$$\tau = \frac{c}{2\gamma bn}$$

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creusé équivalente.

c : moment de torsion ; $c = Pg * e$.

γ : l'aire de la torsion ; $\gamma = (hc - bn) * (lt - bn)$.

Pg : réaction de poids propre de la poutre divisé par la largeur de chevêtre.

e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

On trouve $c = 97.55\ KN.m/ml$

$$As = \frac{1}{\sigma a} * \frac{c * P}{2\gamma}$$

On trouve $As = 4.34cm^2$, on prend **HA 14** avec un espacement de 15cm.

Le croquet de ferraillage est montré dans la figure ci-dessous :

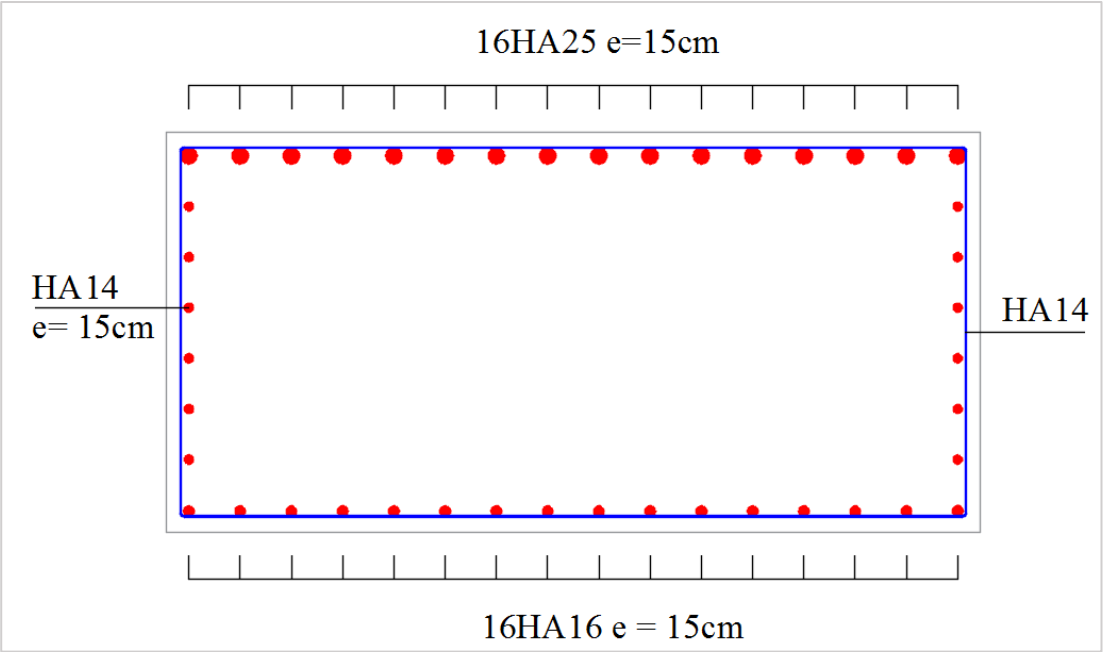


Figure VIII. 8 Ferraillage de chevêtre.

VIII.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE :

VIII.3.1 Etude de la semelle :

Le rôle de la semelle est de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII. 5 Les dimensions de la semelle sous la pile.

Longueur	13.80 m
Largeur	6.00 m
Epaisseur	1.50 m

VIII.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile :

Les efforts agissant sur la semelle sont les mêmes efforts agissants sur la pille en ajoutant le poids propre de la semelle.

$G_{semelle} = 3105\ KN.$

Tableau VIII. 6 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6HT + Hflv	17653.84	283.452	4322.604
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	23791.30	343.979	5245.648
ELA (long)	G + Ex + 0,4 HT + Hflv	15170.38	2248.692	24613.394
ELA (trans)	G + Ey + 0,4 HT + Hflv	15170.38	2337.222	21318.824

VIII.3.3 Nombre des pieux :

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

$$n = \frac{N}{Qp}$$

N : l'effort normale maximale à l'ELS.

Q_p : la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique à l'ELS.

n : le nombre des pieux.

Donc :

$$n = \frac{17653.84}{3618.42} = 5$$

Alors on prend huit **(08)** pieux de **12m de profondeur**.

L'entraxe entre pieux est prise égale à $3\phi_{pieu}$, avec ϕ_{pieu} = 1.2m.

VIII.3.4 Effort revenant à chaque pieu :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum(y_i)^2} \pm \frac{Mx_i}{\sum(x_i)^2}$$

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

Mx, My : moments dans les sens x, y ;

x = y = 1.8m : sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.

Tableau VIII. 7 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Qp (KN)
ELU	2321.72	3395.31	5491.64
ELS	1725.01	2515.35	3618.48

$R_{max\text{-}ELS}$ = 2515.35 KN < 3618.48 KN ;

$R_{max\text{-}ELU}$ = 3395.31KN < 5491.64KN ; **Pas de risque de poinçonnement.**

R_{min} >0 ; **Pas de risque de soulèvement.**

VIII.3.5 Ferraillage de la semelle :

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

$$\begin{cases} \alpha > 45° \text{ ; } tan\,\alpha = h/(L/2 - b/4) \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \text{ avec } h = H - d' \end{cases}$$

H épaisseur de la semelle = 1.50m.

l : largeur semelle =6.00m.

L : entraxe entre pieux =3.6m .

b : diamètre fut =2m.

d' =0.1m.

On trouve : h= 1.40m > 1.30m

$\alpha = 47.14° > 45°$; **conditions vérifiées.**

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

$$A_s = \frac{N_1}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

Condition normale :

$N_{max\text{-}ELS}$: $2.52MN$.

$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3} * fe = 333.33MPA$.

$As = 70.07cm^2$.

Condition sismique :

$N_{max\text{-}ELS}$: $2.13MN$.

$\overline{\sigma_a} = 500MPA$.

$As = 39.56cm^2$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, tel que sa largeur L égale à : $h + \Phi_{pieu} = 1.4 + 1{,}2 = 2{,}6$ m.

Armatures transversales inferieures :

$As = 70.07/2.6 = 26.95\ cm^2/ml$, soit **5HA32** avec un espacement de 20cm.

Armatures transversales supérieures :

$As = 26.95/3 = 8.99\ cm^2/ml$, soit **5HA16** avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales inférieure :

$As = 26.95/3 = 8.99\ cm^2/ml$, soit **5HA16** avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$As = 26.95/4 = 6.74\ cm^2/ml$, soit **5HA14** avec un espacement de 20cm.

Armatures latérales :

$As = 26.95/10 = 2.70\ cm^2/ml$, soit **5HA12** avec un espacement de 17.5cm.

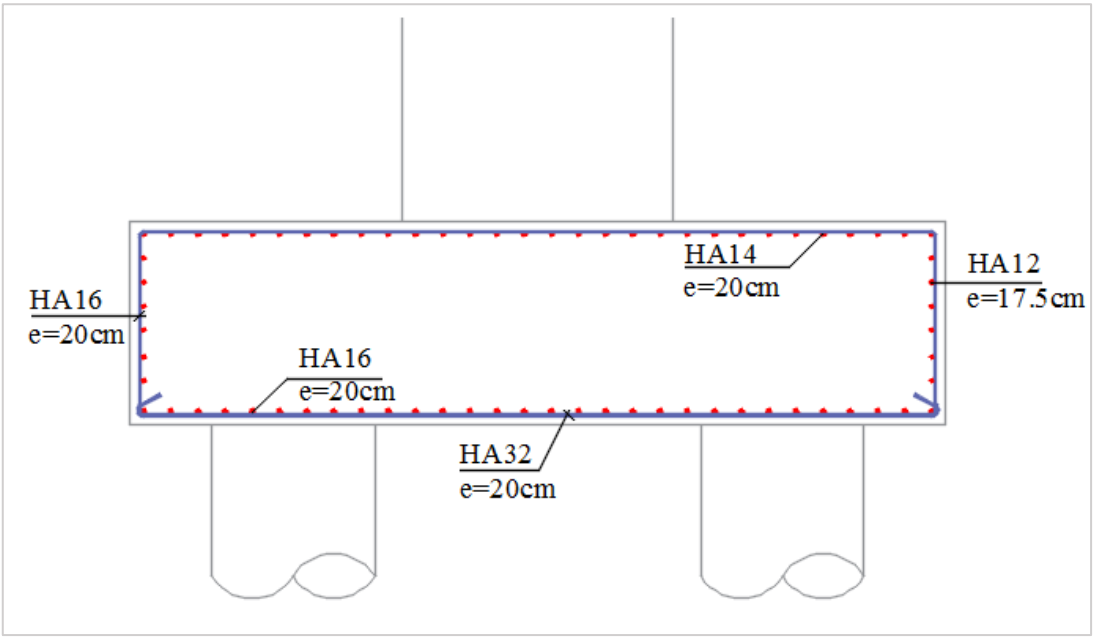


Figure VIII. 9 Ferraillage de la semelle.

VIII.3.6 Etude des pieux :

VIII.3.6.1 Actions sur les pieux :

Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ : $\lambda = \sqrt[4]{b * \frac{Cu}{4EI}}$

Avec : E : Module d'élasticité du béton ; I : Moment d'inertie du pieu ;
b : Longueur du pieu ; $E = 33000MPa$; $Cu = 30MN/m^3$;
$b = 1.2m$; $I = 0.101m^4$.

On trouve : $\boldsymbol{\lambda = 0.228}$; Pour L = 12m, $\boldsymbol{\lambda * L = 2.74}$;

A partir de tableau de WARNER on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau VIII. 8 Tableau de WARNER.

$\lambda * L$	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$X_{\theta p} = 1.14$ et $X_{\theta m} = 1.47$

Le moment fléchissant en tête de pieu donnée par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{X_{\theta p}}{X_{\theta m}} * \frac{H}{\lambda}$$

H : l'effort tranchant en tête de pieu.

Tableau VIII. 9 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.

Combinaisons	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
ELS	48.64	165.39
ELU	66.10	224.77
ELA	292.15	993.48

VIII.3.6.2 Ferraillage de pieu :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion dévillée composée.

- Section d'acier :

Avec Robot expert As = 113.1cm², on prend **25HA25** avec un espacement de 12.5cm

- Cerces transversales :

Avec Robot expert : **1 cerces HA14**, avec un espacement =12cm dans la zone critique et 30cm dans la zone courante.

Le croquet de ferraillage de pieu présenté dans la photo ci-dessous :

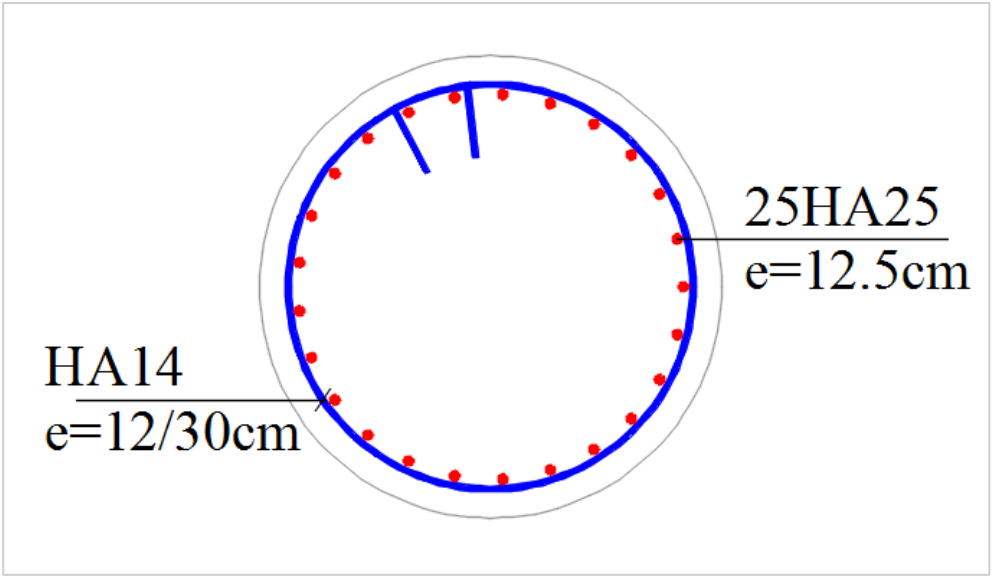


Figure VIII. 10 Ferraillage du pieu.

VIII.4 ETUDE DE LA CULEE :

La culée d'un pont est la partie située sur la rive, c'est un élément essentiel qui assure le raccordement de l'ouvrage et la route.

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs.

VIII.4.1 Les divers types de la culée :

- ✓ Culées enterrées.
- ✓ Culées remblayées.
- ✓ Culées creuses.

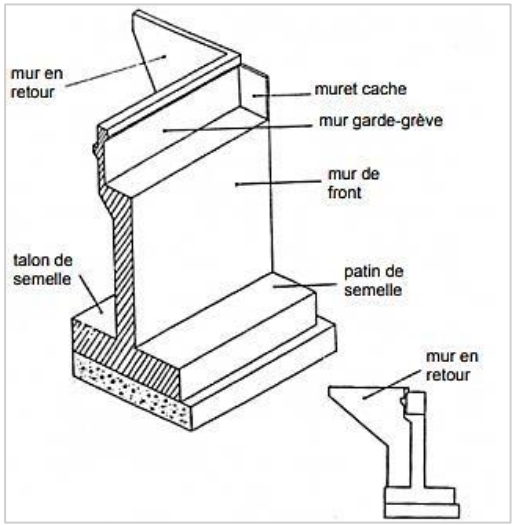


Figure VIII. 11 Les éléments de la culée.

VIII.4.2 Pré dimensionnement de la culée :

Tableau VIII. 10 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Le rôle	Dimension
Mur de de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	L =13.20m H =2.05m ; e =0.30m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e = 0.65m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	L=4 m ; e=30 cm.
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	Hca=0.8m hca = 0.4m eca = 0.4m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	L = 13.20m ; e=1.50m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	L =14m ; l =6m ; e =1.5m.
Mur en cache	Protection des appareils d'appuis	Ec =0.10m ; hc = 1.20m ; l = 1.20m

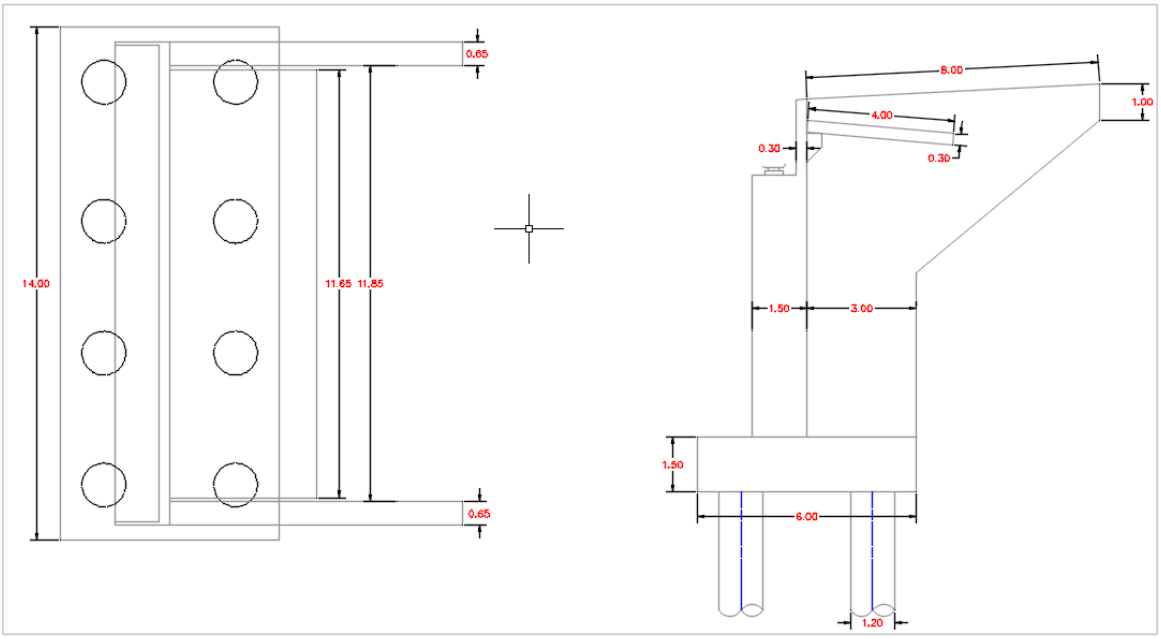


Figure VIII. 12 Dimension de la culée.

VIII.4.3 Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales.

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du freinage, poussée des terres.

VIII.4.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la culée :

Tableau VIII. 11 Evaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	M/y	M/x
Semelle	3150.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Mur F	3531.21	/	-0.75	5.08	-2648.40	/
DDT	175.05	/	0.20	9.81	35.01	/
Mur en R	688.63	/	2.71	7.23	1866.18	/
Corbeau	71.22	/	0.18	9.49	12.82	/
MGG	202.49	/	-0.15	9.69	-30.37	/
Poids des Terres	5175.91	/	1.50	5.54	7763.87	/
Poids des T sur DDT	371.23	/	0.20	10.39	74.25	/
Poussée des terres	/	3101.79	/	-4.63	/	-14350.96
Poids Sur 10kN/m²	356.10	/	1.50	/	534.15	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	426.96	/	-5.45	/	-2326.95

Tableau VIII. 12 Evaluations des efforts dus aux tabliers.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	M/y	M/x
R(G)	4138.82	/	-0.90	/	-3724.93	/
R(Al)	1541.03	/	-0.90	/	-1386.92	/
R(Bc)	1406.39	/	-0.90	/	-1265.75	/
R(Mc120)	1079.96	/	-0.90	/	-971.97	/
R(D240)	1671.72	/	-0.90	/	-1504.55	/
Hf+r	/	62.80	/	-8.65	/	-543.25
HT°	/	39.57	/	-8.65	/	-342.25
Freinage Al	/	145.33	/	-8.65	/	-1257.09
Freinage Bc	/	180.00	/	-8.65	/	-1557.00

VIII.4.3.2 Combinaisons des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU.

Tableau VIII. 13 Combinaisons des efforts maximales.

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	19353.78	3700.69	-20218.85
ELU	26096.79	4990.96	-24138.33

VIII.4.3.3 Action sur les pieux :

On prend huit **(08)** pieux de **12m de profondeur**.

L'entraxe entre pieux est prise égale à $3\phi_{pieu}$, avec ϕ_{pieu} = 1.2m.

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum(y_i)^2} \pm \frac{Mx_i}{\sum(x_i)^2}$$

Tableau VIII. 14 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Qp (KN)
ELU	1722.10	4659.69	5594.75
ELS	1114.44	3617.20	3706.09

$R_{max\text{-}ELS}$ = 3617.20KN< 3706.9 KN ;

$R_{max\text{-}ELU}$ = 4659.69 KN < 5594.75KN ; **Pas de risque de poinçonnement.**

R_{min} >0 ; **Pas de risque de soulèvement.**

VIII.4.4 Ferraillage des éléments de la culée :

VIII.4.4.1 Ferraillage de mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Tableau VIII. 15 Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal.

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELS	8490.01	3564.27	11960.90
ELU	11461.52	4807.32	16135.77

Armatures principales : As = 30 cm², soit **10HA20/ml** espacé de 10cm.

Armatures de constructions : As'= As/3 = 10 cm, soit **10HA14/ml** espacé de 10cm.

Armatures longitudinales : **HA14** espacé de 20cm.

VIII.4.4.2 Ferraillage de dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, supposée simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre, surcharges et le poids de remblais au-dessus.

Tableau VIII. 16 Les efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	15.66	31.32	31.32
Surcharges	10	20	20

Tableau VIII. 17 Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	74.16
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	99.78

Armatures principales : As = 13.30cm², soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : As'= As/3 = 4.34cm, soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.

Armatures longitudinales : **HA12** espacé de 20cm.

VIII.4.4.3 Ferraillage de corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Le ferraillage se fait en compression simple.

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{remblais} = q * \frac{L}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges permanente.

$$\begin{cases} L = 4m \\ q = 25.08\ kN/ml \end{cases}$$

On trouve $R_{Remblais} = 50.16$ kN/ml.

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{surcharges} = q * \frac{L}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q : Surcharges.

$$\begin{cases} L = 4m \\ q = 10.00\ kN/ml \end{cases}$$

$R_{surcharges}$ = 20.00 kN/ml

Tableau VIII. 18 Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.

Cas	Combinaison	R (KN/ml)
ELS	**RG + 1.2 RQ**	**74.16**
ELU	**1.35 RG + 1.6 RQ**	**99.78**

Section d'acier : As = 11.2cm², soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armature de construction : As' = As/3 = 3.73cm², soit **5HA12/ml** espacé de 20cm.

VIII.4.4.4 Ferraillage de mur garde grève :

Evaluation des efforts :

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = P * \frac{H}{3}$$

Avec H représente la hauteur de mur garde grève.

$$P = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 * L$$

On trouve $P = 12.48\ KN/ml$; $Mp = 8.53\ KN.m/ml$

$M_{p\text{-}ELU}$ = 11.51 KN.m/ml ; $M_{p\text{-}ELS}$ = 8.53 KN.m/ml.

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$Mf = \frac{(2\mu * P * H)}{0.25 + 2H}$$

$\mu = 1.6$ à l'ELU

$\mu = 1.2$ à l'ELS

P = 60 KN

$M_{F\text{-}ELU}$ =90.48 KN.m/ml ; $M_{F\text{-}ELS}$ =67.86 KN.m/ml

- Poussée d'une charge locale située en arriéré du mur garde grève :

$M_p = \frac{12K}{0.75+2H} * \int_0^H \frac{H-x}{(0.25+x)}\, dx$ avec $K = K_a * bc * \delta * \gamma$

Avec γ : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS.

bc : Coefficient de pondération du system Bc ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

H : hauteur de mur garde grève.

Tableau VIII. 19 Les valeurs de Mp/K.

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$\frac{M_p}{K}$(t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

H = 2.05, par interpolation linéaire on trouve : $\frac{M_p}{K} = 7.56$ (t.m/ml)

Ku =0.68; Ks =0.51

Alors

$M_{P\text{-}ELU}$ = 51.26 KN.m/ml ; $M_{P\text{-}ELS}$ = 38.44 KN.m/ml.

Tableau VIII. 20 Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	114.83
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	153.25

Section d'acier :

As =21.10 cm2 on prend **5HA25/ml** côté remblai, espacé de 20cm.

Armatures de construction : As /3 = 7.03; Soit : **5HA14/ml** côté tablier, espacé de 20cm.

Armatures horizontales : At = As /4 = 5.28 ; Soit : **5HA12/ml**, espacé de 20cm.

VIII.4.4.5 Ferraillage de mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

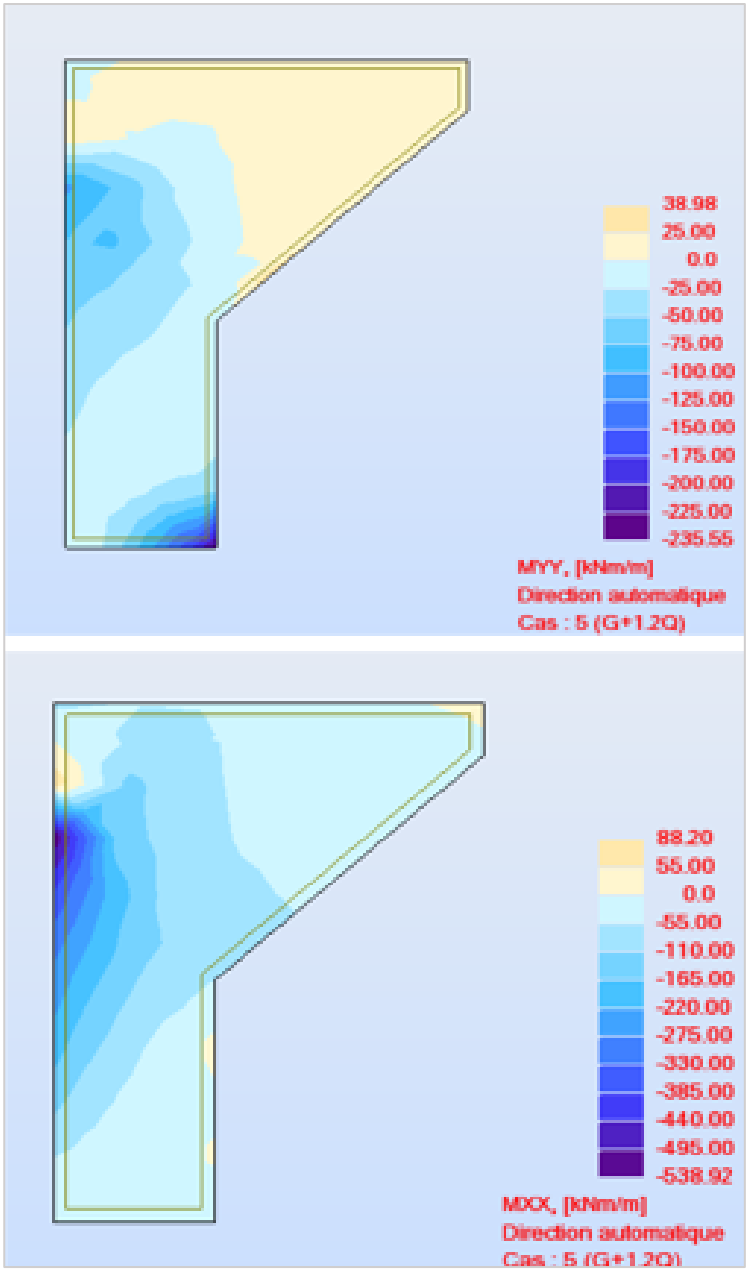


Figure VIII. 13 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Côté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $Mxx = 350\ KN.m$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul As = 25.90cm², soit **5HA32/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : As'= As/3 = 8.63cm² ; Soit **5HA16/ml** espacé de 20cm.

Côté YY (flexion composée) :

Avec un logiciel de calcul on a $Myy = 125KN.m$ et $Nyy = 196.86KN$

Section d'acier : Avec Robot expert As = 13.2cm², soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : As'= As/3 = 4.40cm² ; Soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.

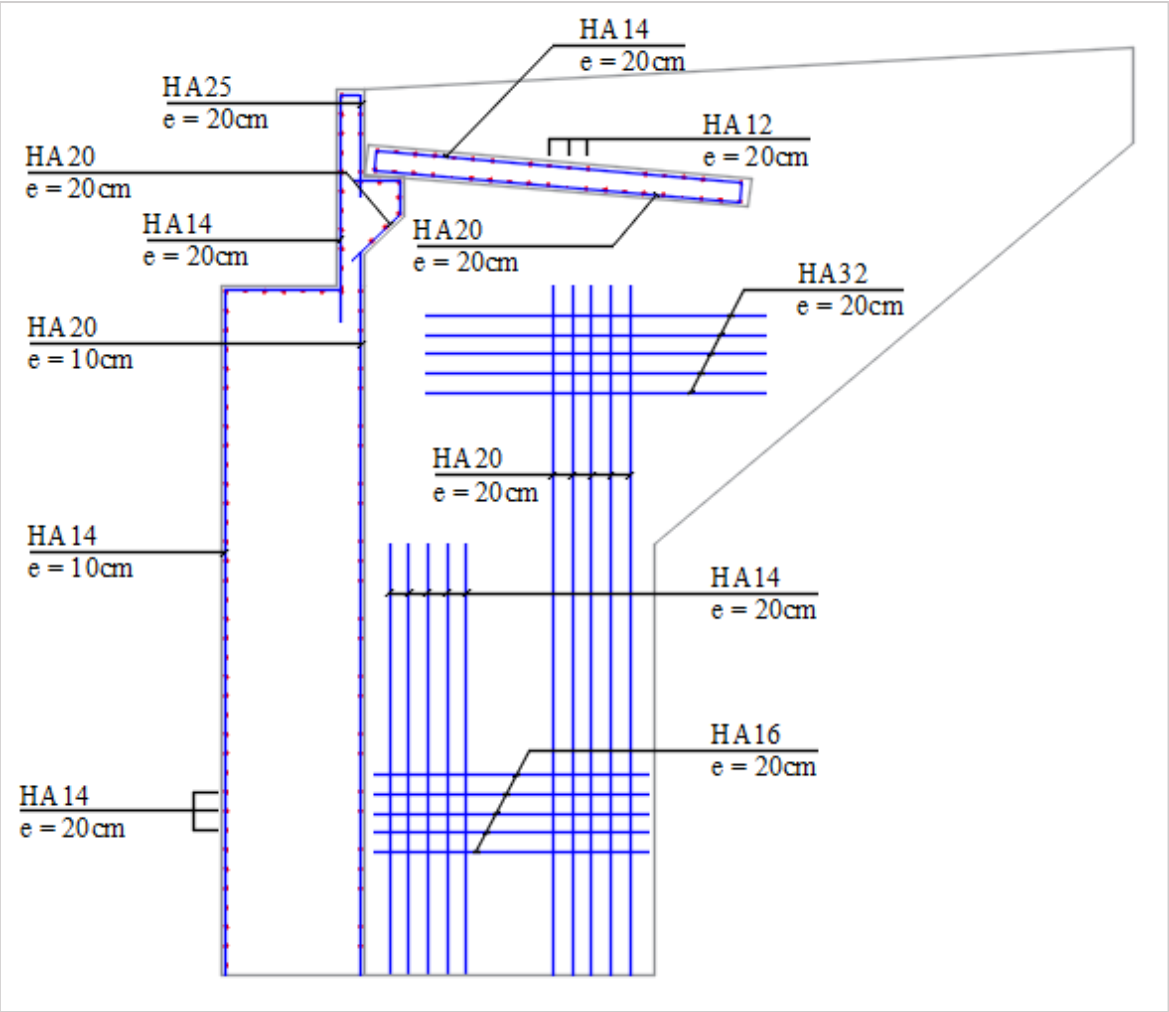


Figure VIII. 14 Ferraillage de la culée.

VIII.5 CONCLUSION :

Comme on a vue dans ce chapitre la stabilité de la pile était bien vérifiée et le ferraillage de ses éléments lui permettait d'avoir un fonctionnement adéquat, de même pour la culée, la stabilité et le dimensionnement sont bien vérifiés, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase très importante et expérience enrichissante dans le cycle de notre formation d'ingénieur à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA.

Ce projet de fin d'études, pour objectif de la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé dans la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia.

La démarche de l'étude d'un pont peut être décomposé en deux niveaux, le choix de type d'ouvrage qui représente une étape importante, où nous avons combiné l'aspect technique et l'aspect économique, cette étape est suivie par le dimensionnement de l'ouvrage et tous ses différents éléments structurels et ses équipements.

L'étude d'un pont est une meilleure occasion pour nous de démontrer en évidence notre connaissances théoriques acquises durant la formation de cycle ingénieur et de maîtriser plusieurs domaines incluant dans le cadre de génie civil et travaux publics telle que la résistance des matériaux, le béton armé et le béton précontraint, la mécanique des sols, les réglementations et les normes établies dans le domaine des ouvrages d'art, etc…

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (Robot Structural, AutoCAD, Robot Expert…), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'ENSTP, et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

ENSTP 2020/2021

BIBLIOGRAPHIE

BELAOURA Mbarek, *« Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.*

BELAOURA Mbarek, *« Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.*

BOUCHENAK Djallal, *Conception et étude d'un viaduc v.21 en béton précontraint construit par encorbellement successif coule en place au pk40+257 de la pénétrante de Tizi-Ouzou - autoroute est-ouest, Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2019.*

CALGARO, J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).*

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, *« Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1987.*

Catalogue des joints de chaussée, *FREYSSINET septembre 2015.*

CHAUSSIN. R, *« Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.*

Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté.*

Document SETRA, *Appui des tabliers, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferraillages types.*

Document SETRA, *« Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.*

Document SETRA, *« Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.*

Document SETRA, *« Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009).*

RCPR, *Document technique réglementaire, Règles définissants les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2009*

RPOA, *Document technique réglementaire, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, 2008.*

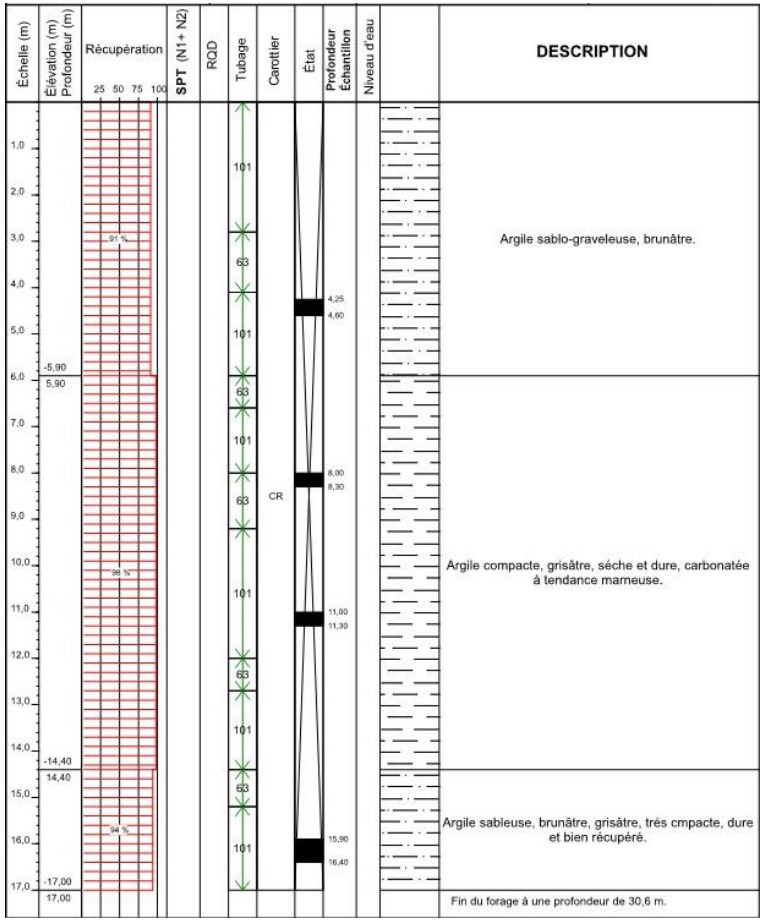
THONIER. H, *« Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France*), *1992*.

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ENSTP 2020/2021

Exemple d'un sondage carotté





Profondeur : 0,00 à 2.80 m



Profondeur : 2.80 à 5.90 m

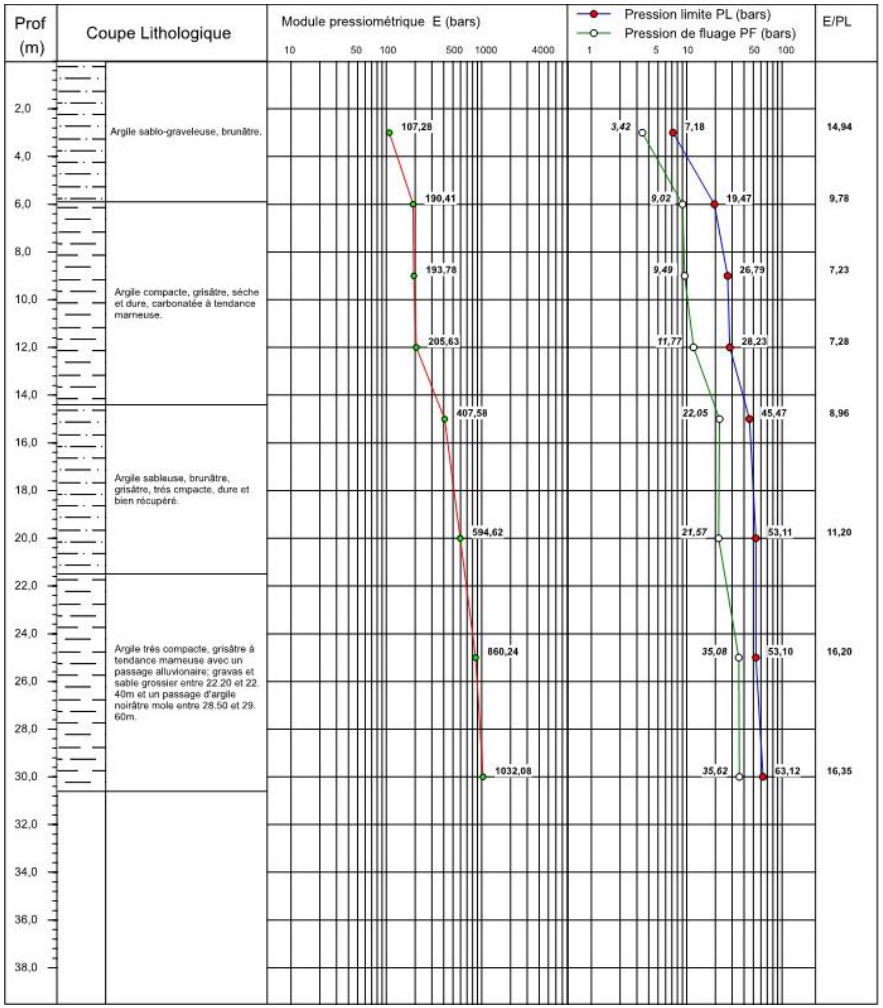


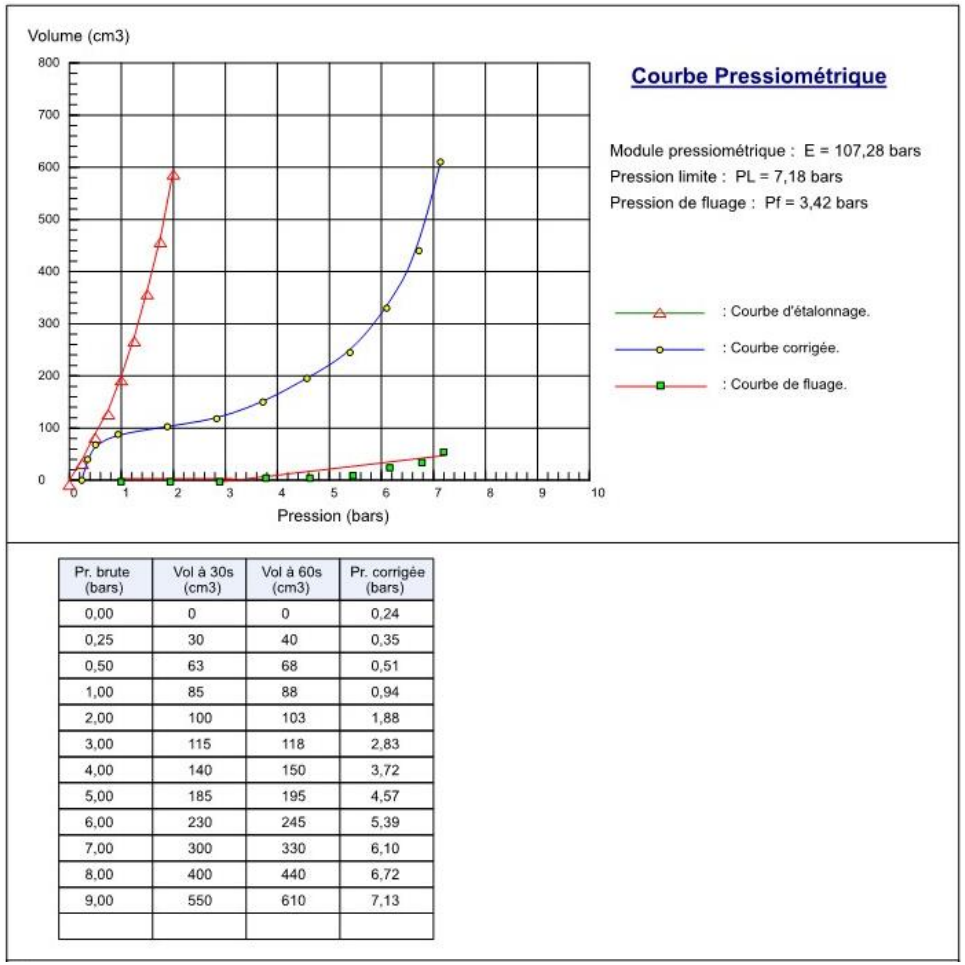
Profondeur : 5.90 à 8.00 m



Profondeur : 8.00 à 10.20 m

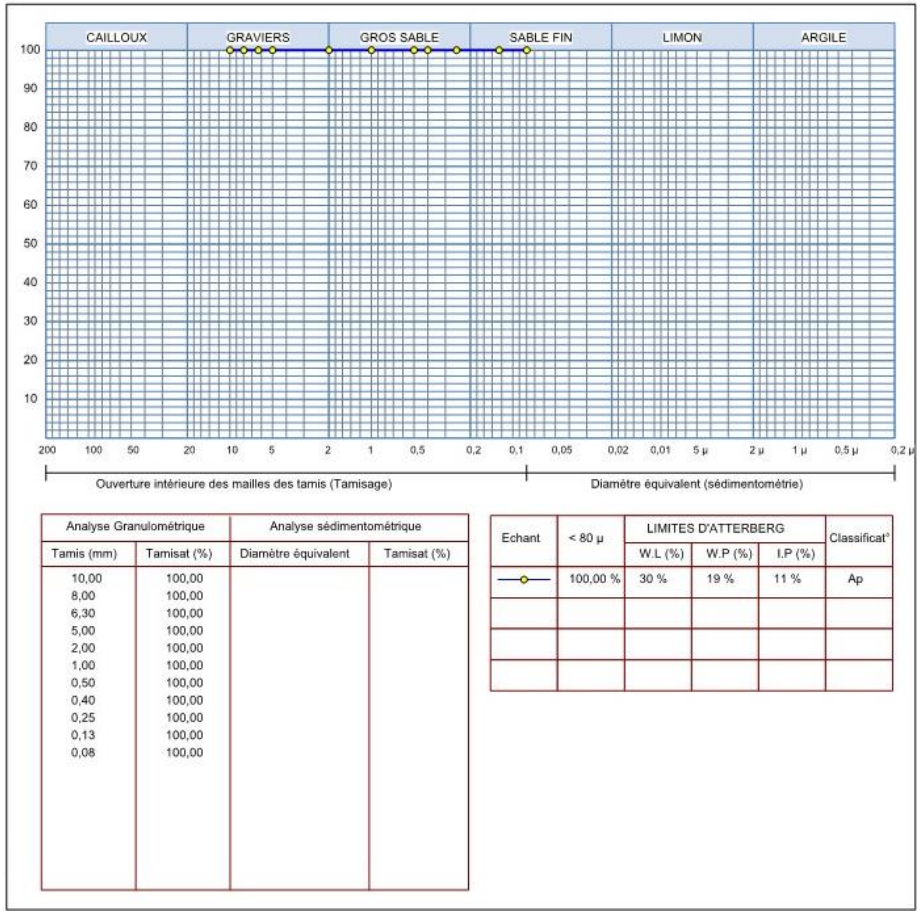
Exemple d'un essais presiometrique





Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,24
0,25	30	40	0,35
0,50	63	68	0,51
1,00	85	88	0,94
2,00	100	103	1,88
3,00	115	118	2,83
4,00	140	150	3,72
5,00	185	195	4,57
6,00	230	245	5,39
7,00	300	330	6,10
8,00	400	440	6,72
9,00	550	610	7,13

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	100,00		
8,00	100,00		
6,30	100,00		
5,00	100,00		
2,00	100,00		
1,00	100,00		
0,50	100,00		
0,40	100,00		
0,25	100,00		
0,13	100,00		
0,08	100,00		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—○—	100,00 %	30 %	19 %	11 %	Ap

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1						
Poids total humide (g)	1650.4						
Poids total sec (g)	1557.7						
Poids de la tare (g)	534.9						
Poids d'eau	92,70						
Poids du sol sec (g)	1022,80						
Teneur en eau (%)	9,06						

Weau (%)	9,06

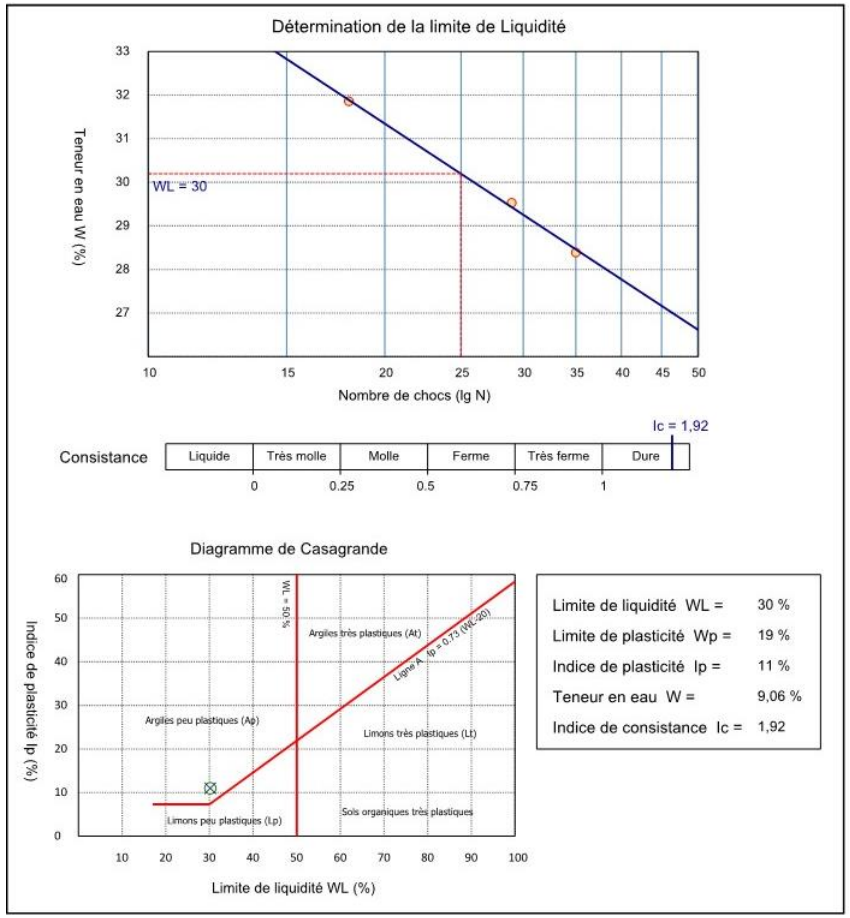
Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	833.2					
Poids total avec paraffine (g)	845.9					
Poids total dans l'eau (g)	483.5					
Volume brute (cm³)	362,40					
Volume de la paraffine (cm³)	14,43					
Volume net (cm³)	347,97					
Masse volumique (g/cm³)	2,39					

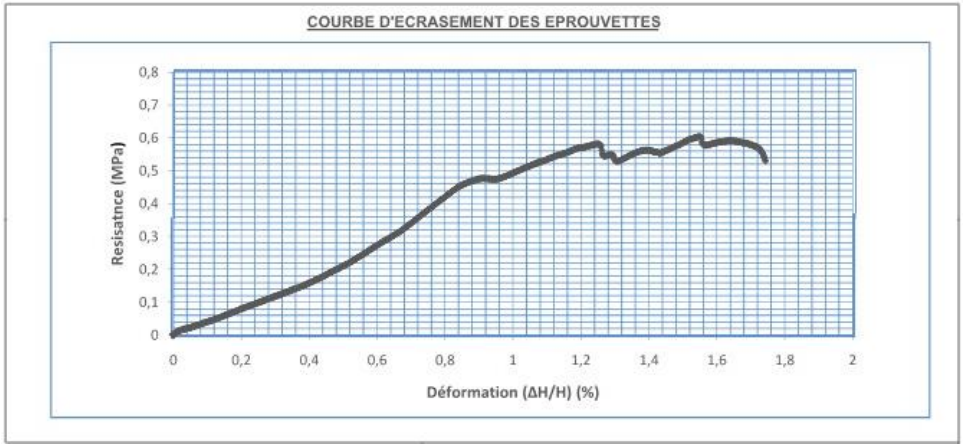
γ_h (g/cm³)	2,39
γ_d (g/cm³)	2,19
Sr (%)	100

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³
* Densité de l'eau = 1 g/cm³



ESSAI DE COMPRESSION AXIALE

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse mm/min	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	73	156	2,24	/	/	0,604
2								

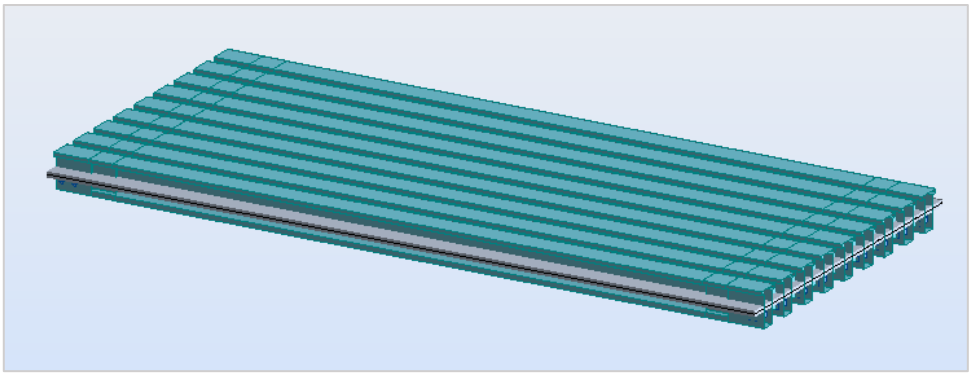


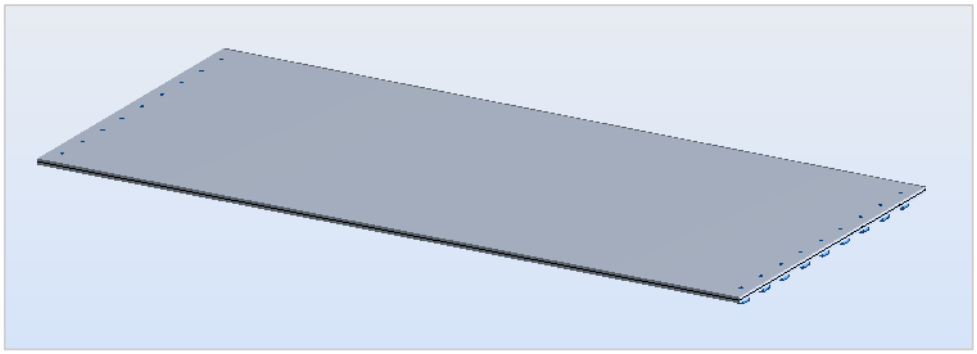
ANNEXE B

RESULTATS DE CALCUL NUMERUQUE

ENSTP 2020/2021

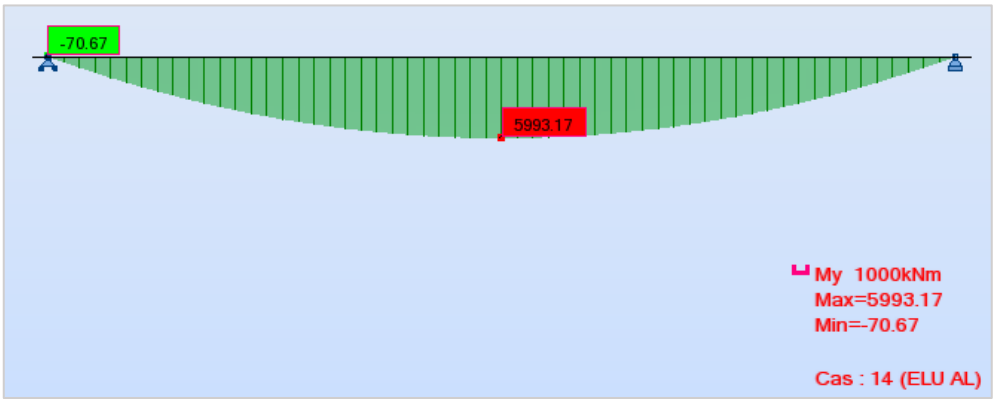
MODELISATION D'UN SEUL TRAVEE ETUDE TRANSVERSAL

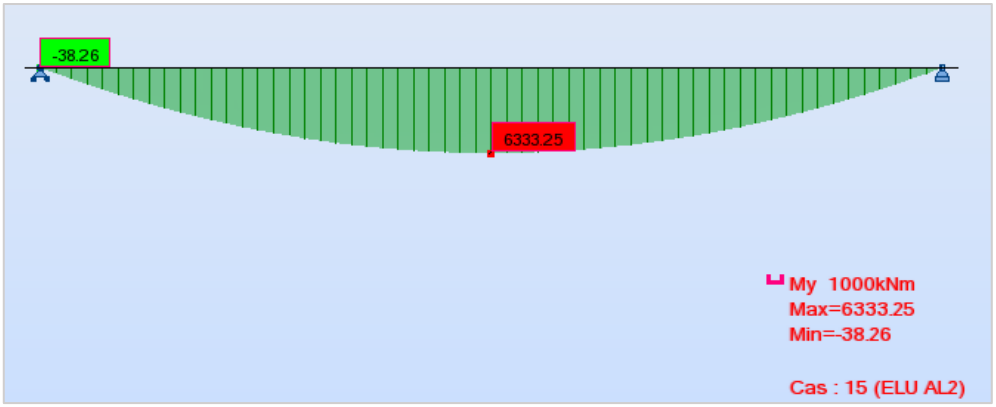


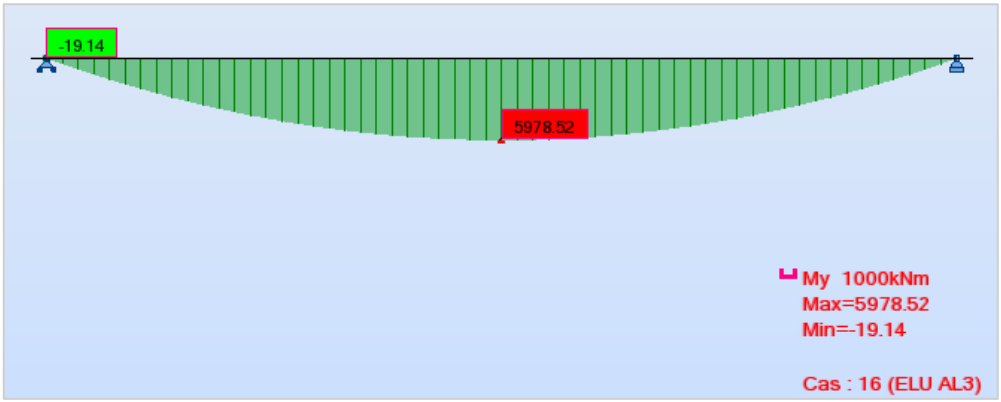


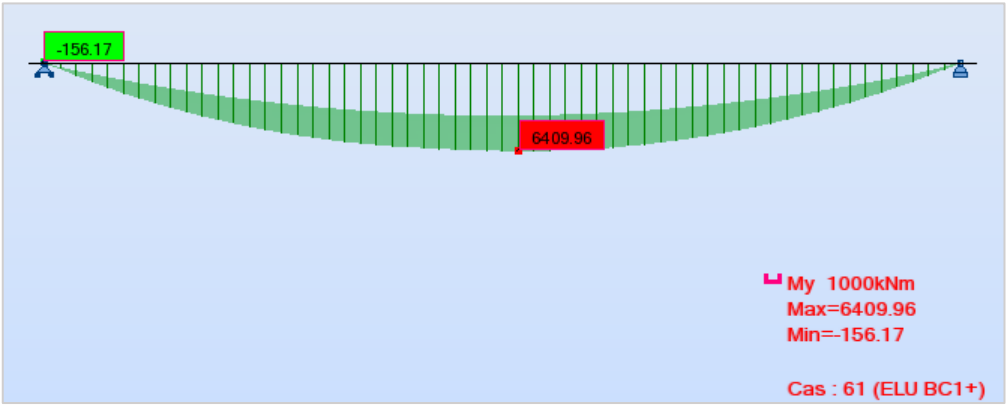
LE MOMENT DE TABLIER

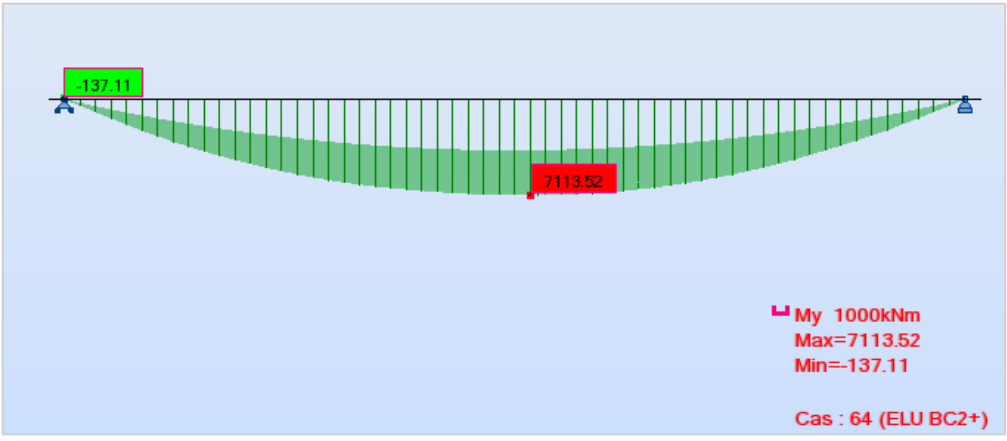
COMBINAISONS ELU

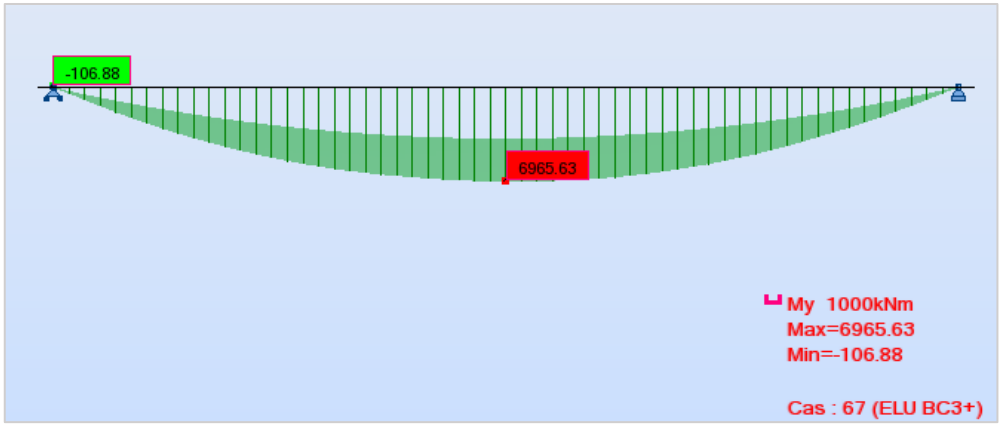


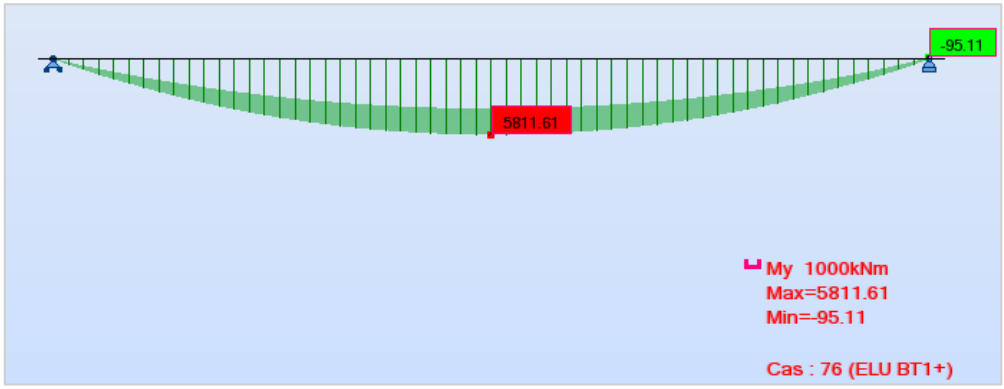

-38.26
6333.25
My 1000kNm
Max=6333.25
Min=-38.26
Cas : 15 (ELU AL2)

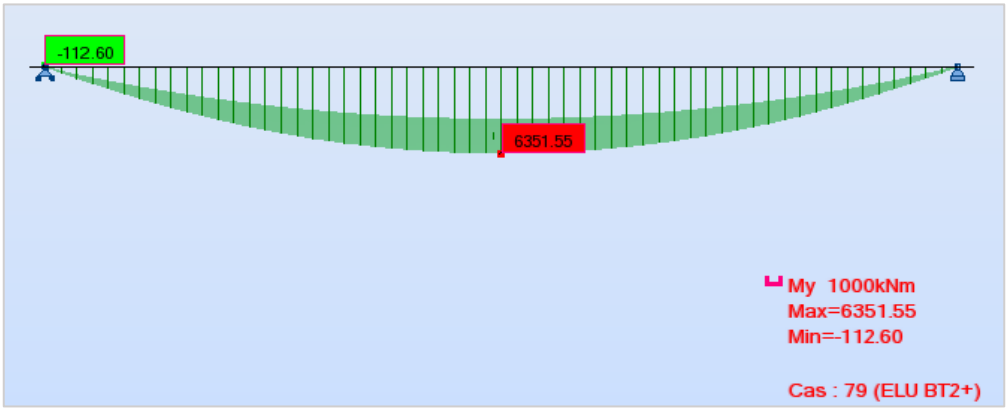

-19.14
5978.52
My 1000kNm
Max=5978.52
Min=-19.14
Cas : 16 (ELU AL3)

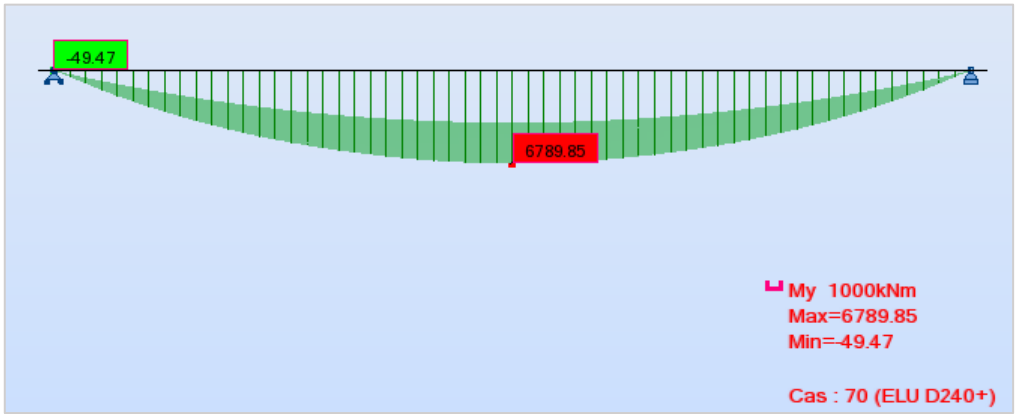

-156.17
6409.96
My 1000kNm
Max=6409.96
Min=-156.17
Cas : 61 (ELU BC1+)

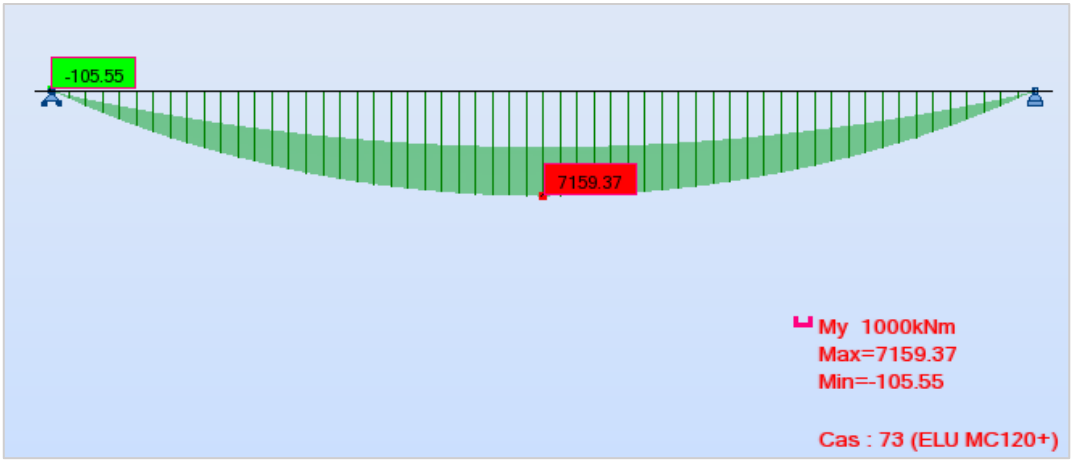

-137.11
7113.52
My 1000kNm
Max=7113.52
Min=-137.11
Cas : 64 (ELU BC2+)


-106.88
6965.63
My 1000kNm
Max=6965.63
Min=-106.88
Cas : 67 (ELU BC3+)

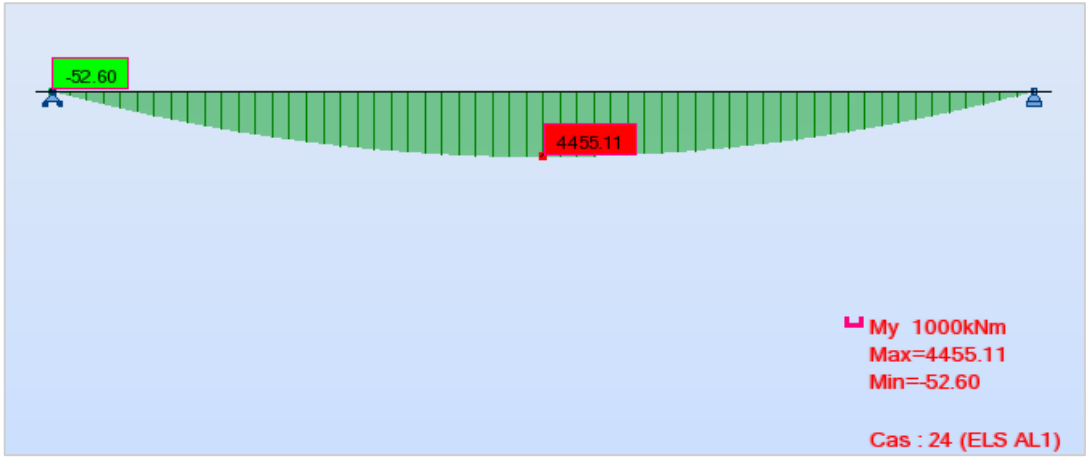

-95.11
5811.61
My 1000kNm
Max=5811.61
Min=-95.11
Cas : 76 (ELU BT1+)

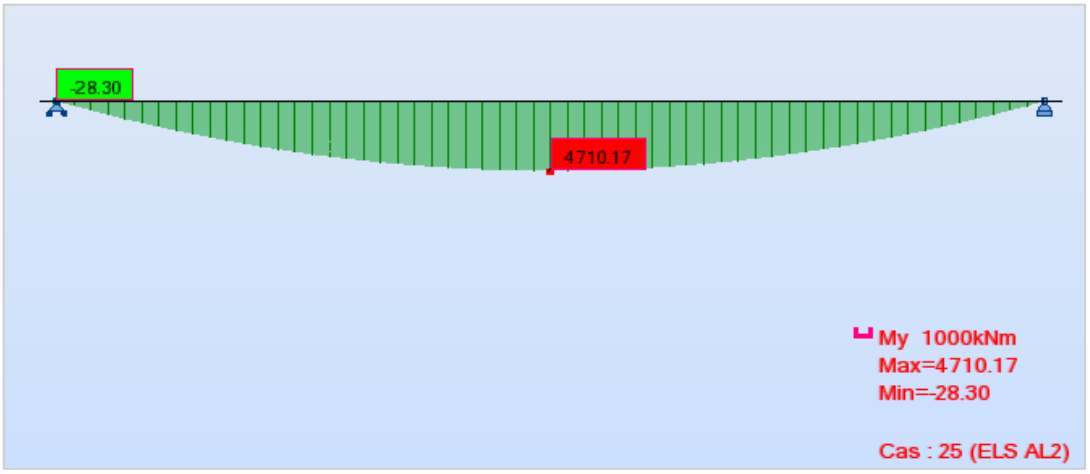

-112.60
6351.55
My 1000kNm
Max=6351.55
Min=-112.60
Cas : 79 (ELU BT2+)

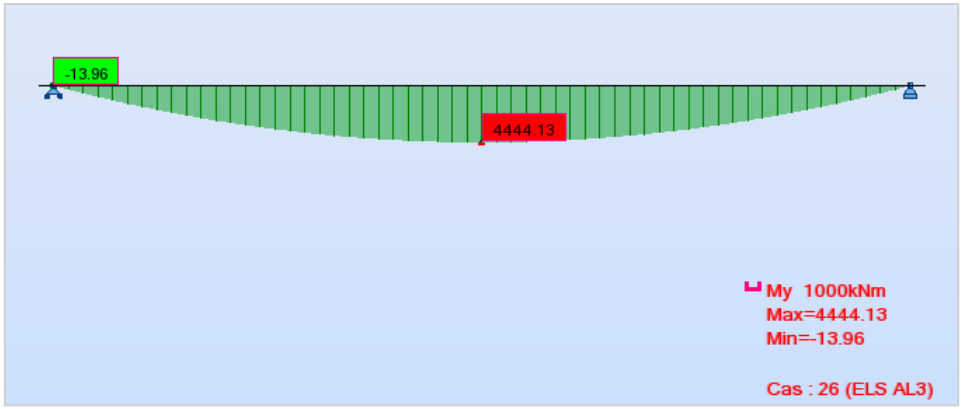

-49.47
6789.85
My 1000kNm
Max=6789.85
Min=-49.47
Cas : 70 (ELU D240+)

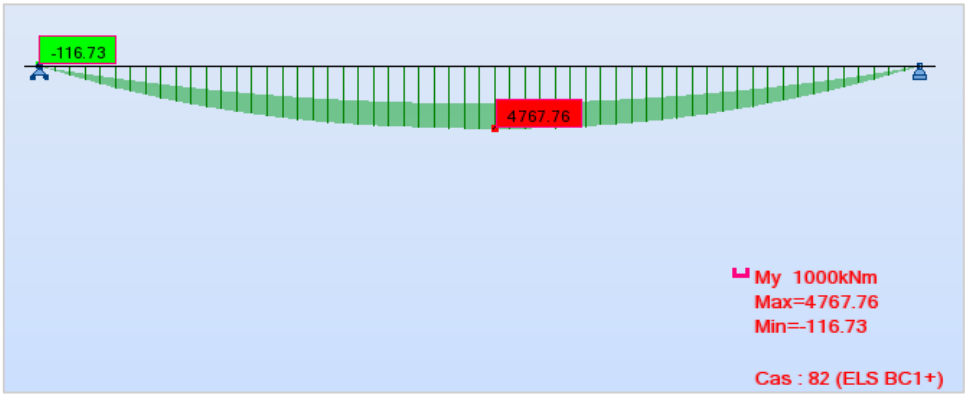


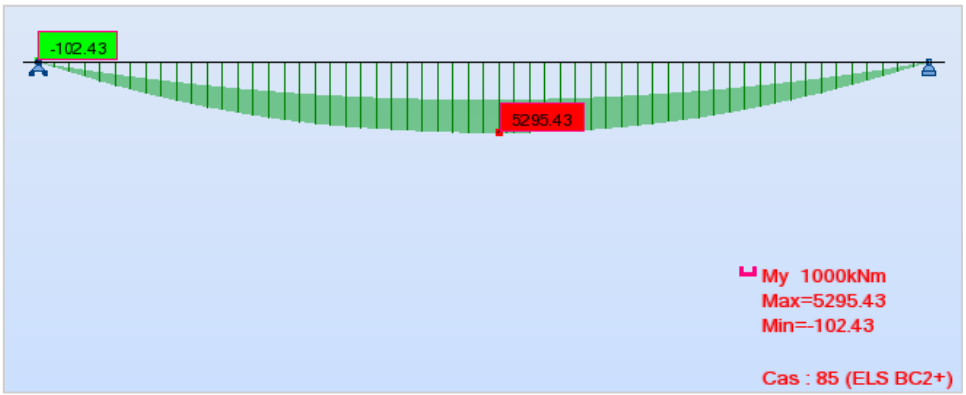
COMBINAISONS ELS

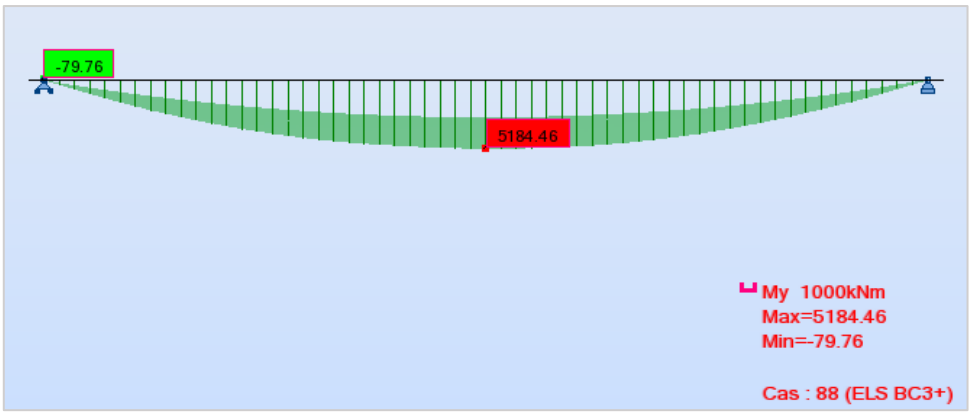


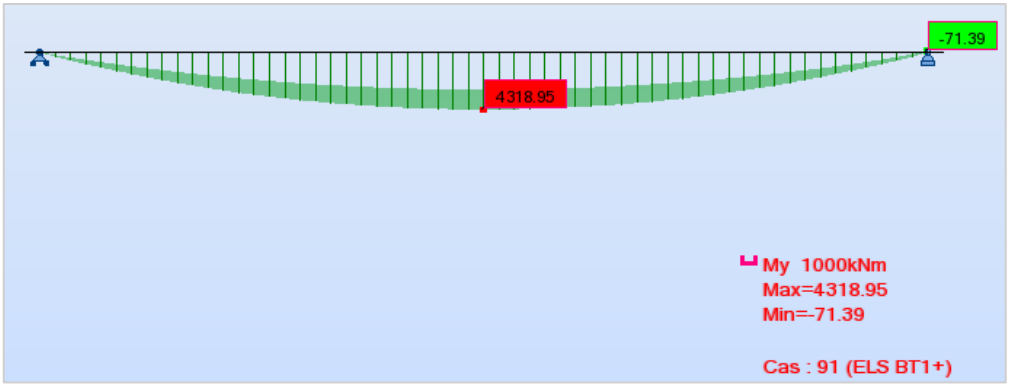


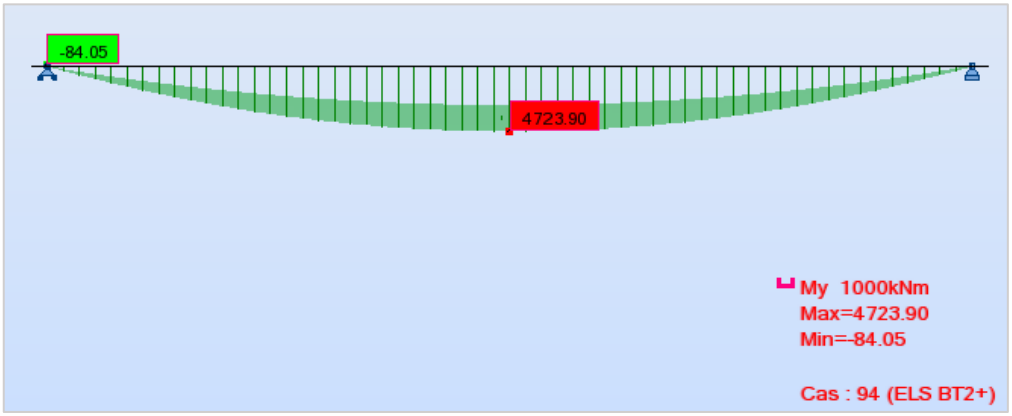

-13.96
4444.13
My 1000kNm
Max=4444.13
Min=-13.96
Cas : 26 (ELS AL3)

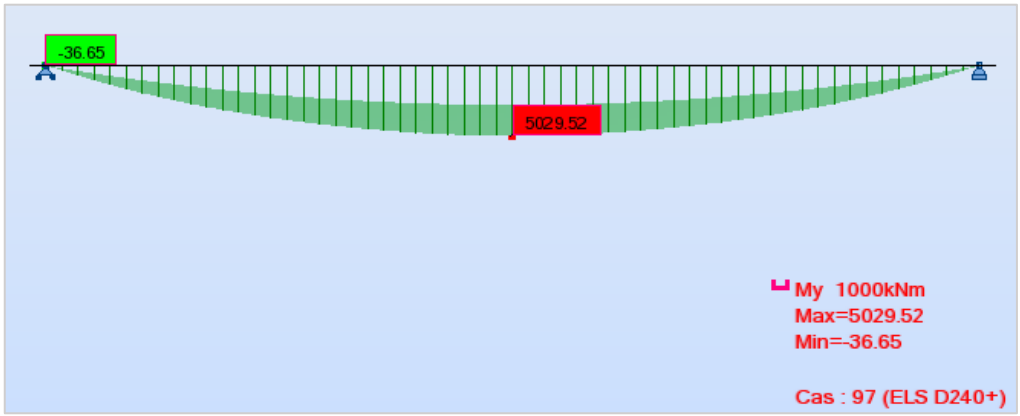

-116.73
4767.76
My 1000kNm
Max=4767.76
Min=-116.73
Cas : 82 (ELS BC1+)


-102.43
5295.43
My 1000kNm
Max=5295.43
Min=-102.43
Cas : 85 (ELS BC2+)


-79.76
5184.46
My 1000kNm
Max=5184.46
Min=-79.76
Cas : 88 (ELS BC3+)


-71.39
4318.95
My 1000kNm
Max=4318.95
Min=-71.39
Cas : 91 (ELS BT1+)

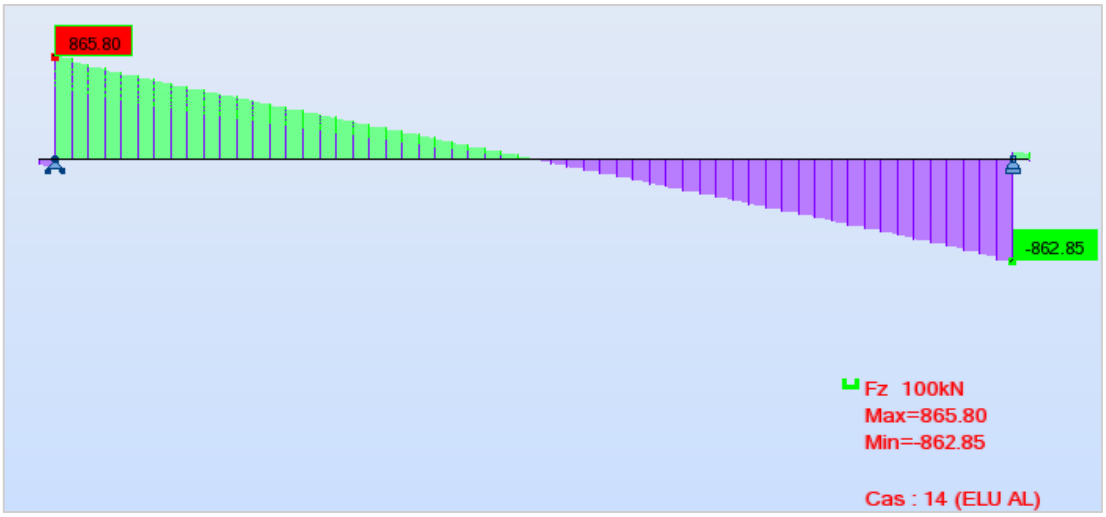

-84.05
4723.90
My 1000kNm
Max=4723.90
Min=-84.05
Cas : 94 (ELS BT2+)

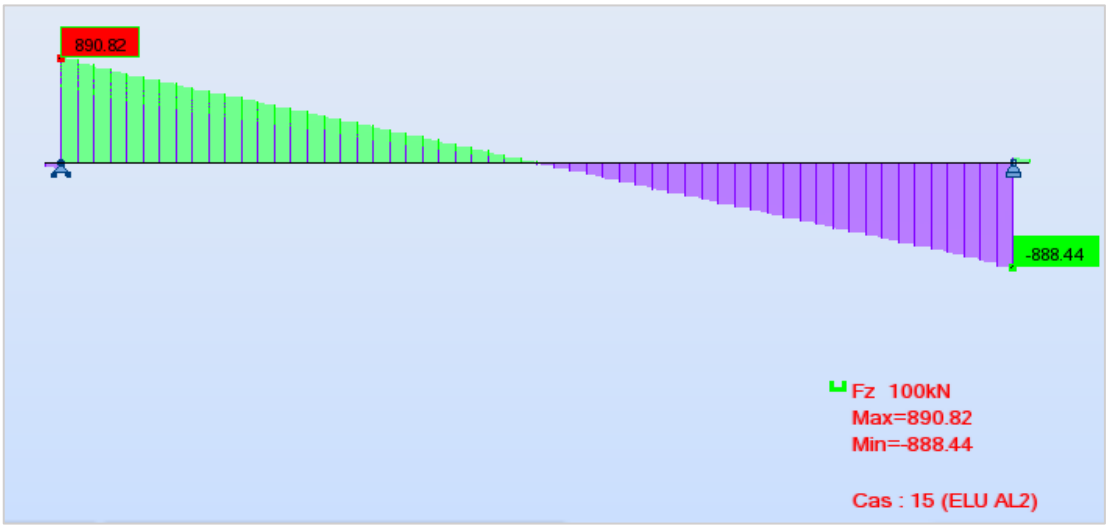

-36.65
5029.52
My 1000kNm
Max=5029.52
Min=-36.65
Cas : 97 (ELS D240+)

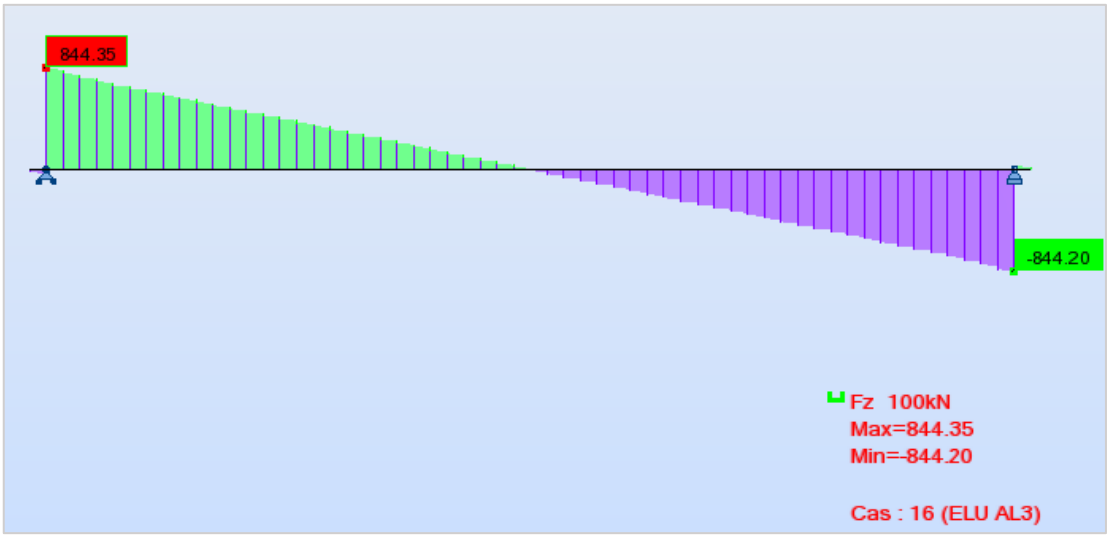

-78.19
5303.24
My 1000kNm
Max=5303.24
Min=-78.19
Cas : 100 (ELS MC120+)

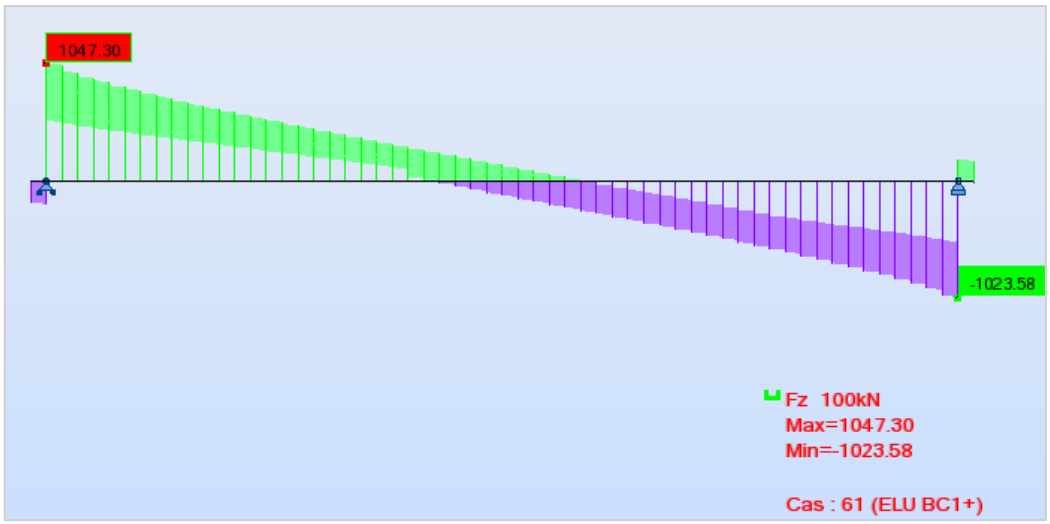
EFFORT TRANCHANT DE TABLIER

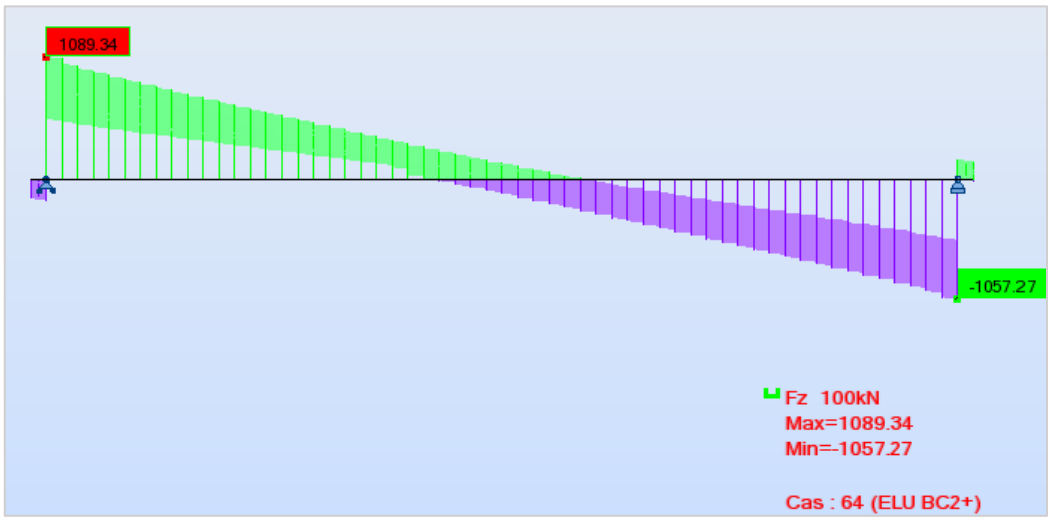
COMBINAISONS ELU

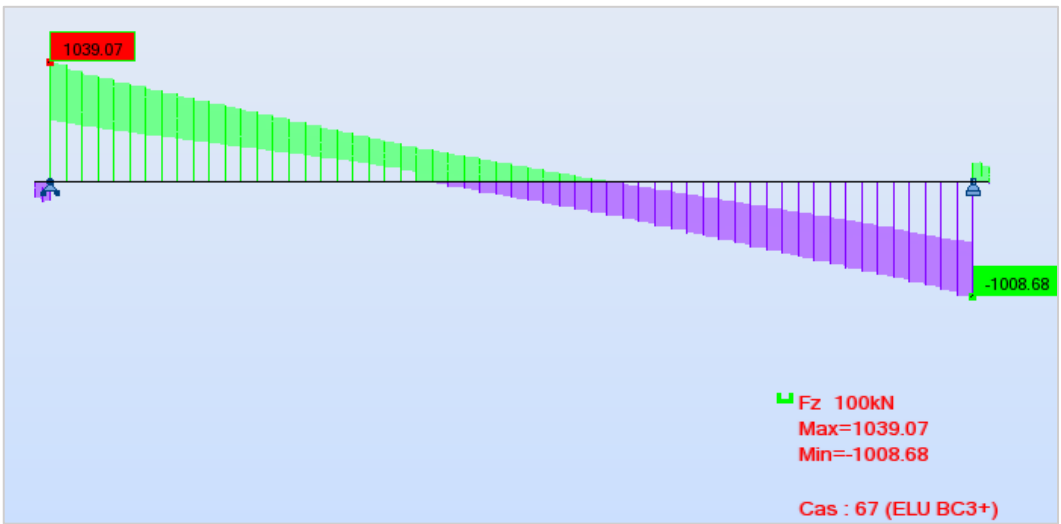


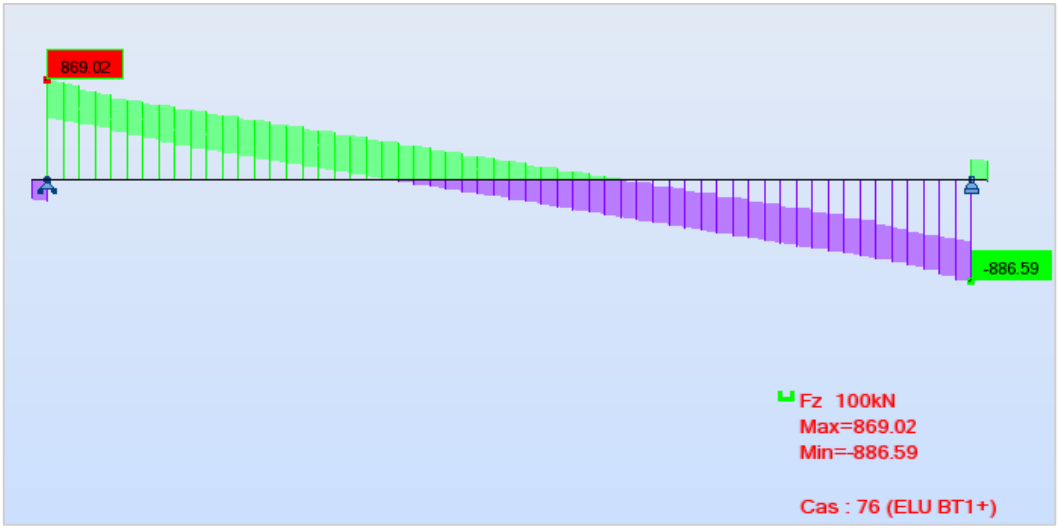


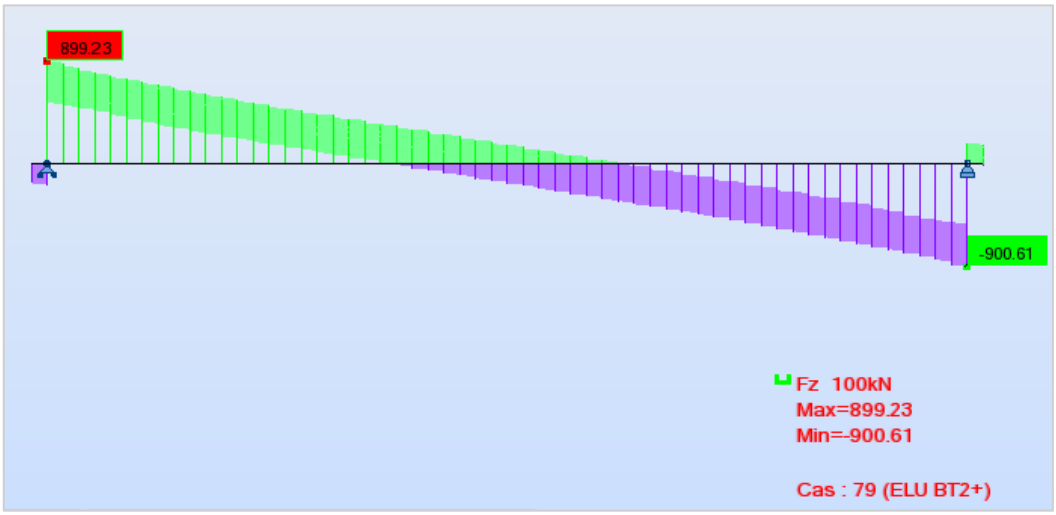


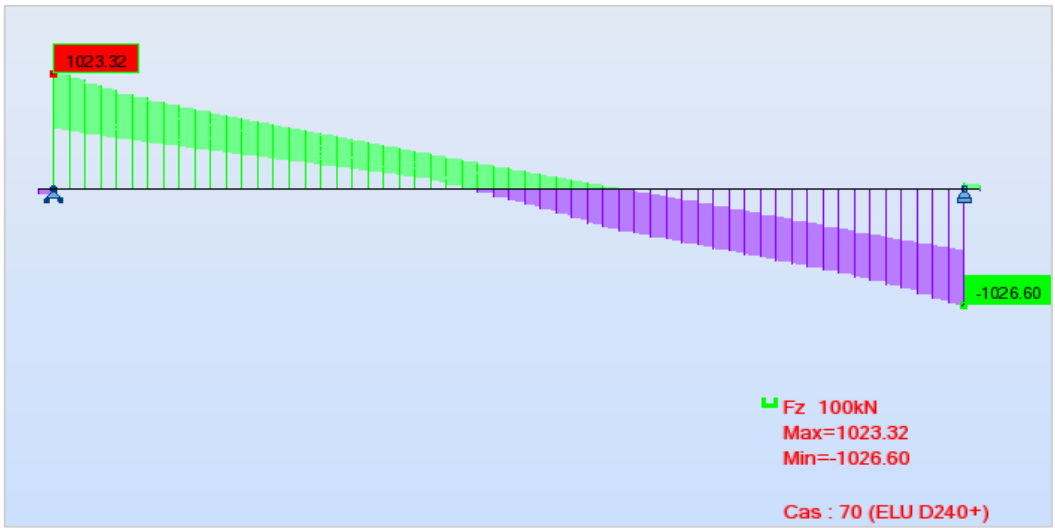

1047.30
-1023.58
Fz 100kN
Max=1047.30
Min=-1023.58
Cas : 61 (ELU BC1+)

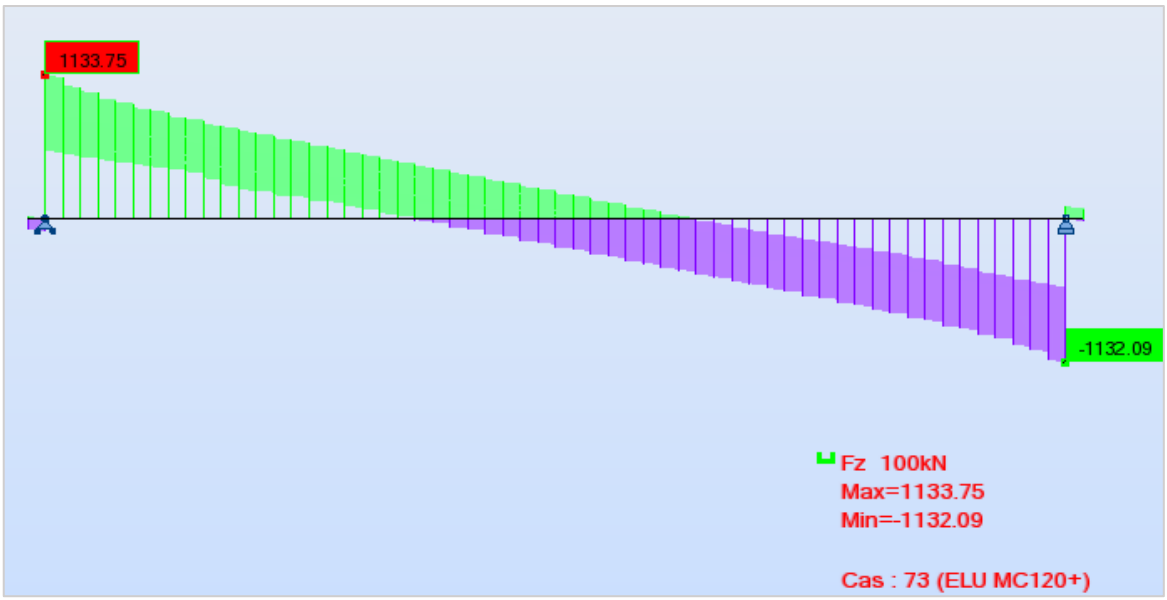

1089.34
-1057.27
Fz 100kN
Max=1089.34
Min=-1057.27
Cas : 64 (ELU BC2+)


1039.07
-1008.68
Fz 100kN
Max=1039.07
Min=-1008.68
Cas : 67 (ELU BC3+)

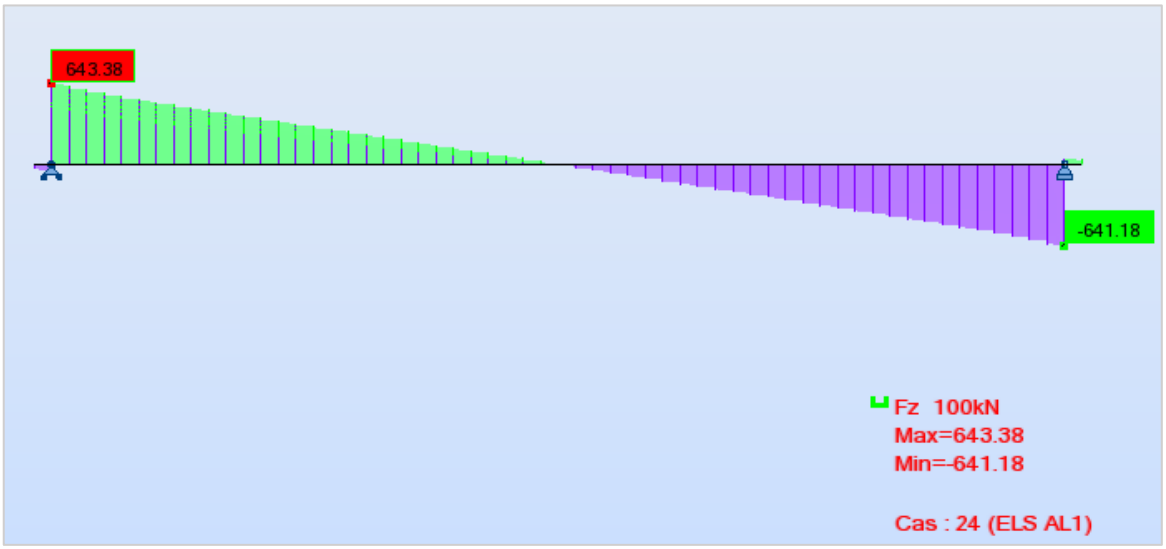

869.02
-886.59
Fz 100kN
Max=869.02
Min=-886.59
Cas : 76 (ELU BT1+)

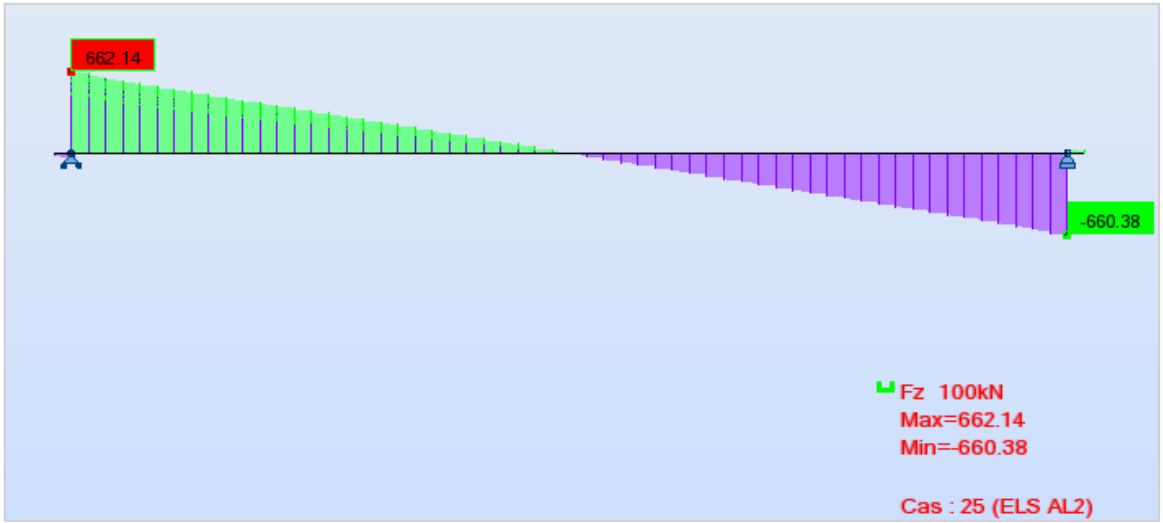

899.23
-900.61
Fz 100kN
Max=899.23
Min=-900.61
Cas : 79 (ELU BT2+)

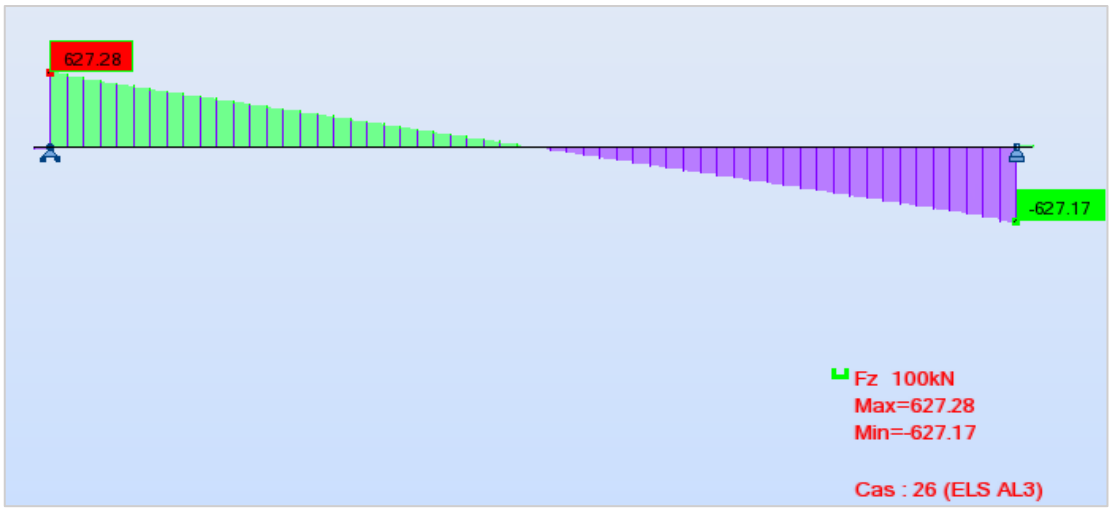

1023.32
-1026.60
Fz 100kN
Max=1023.32
Min=-1026.60
Cas : 70 (ELU D240+)

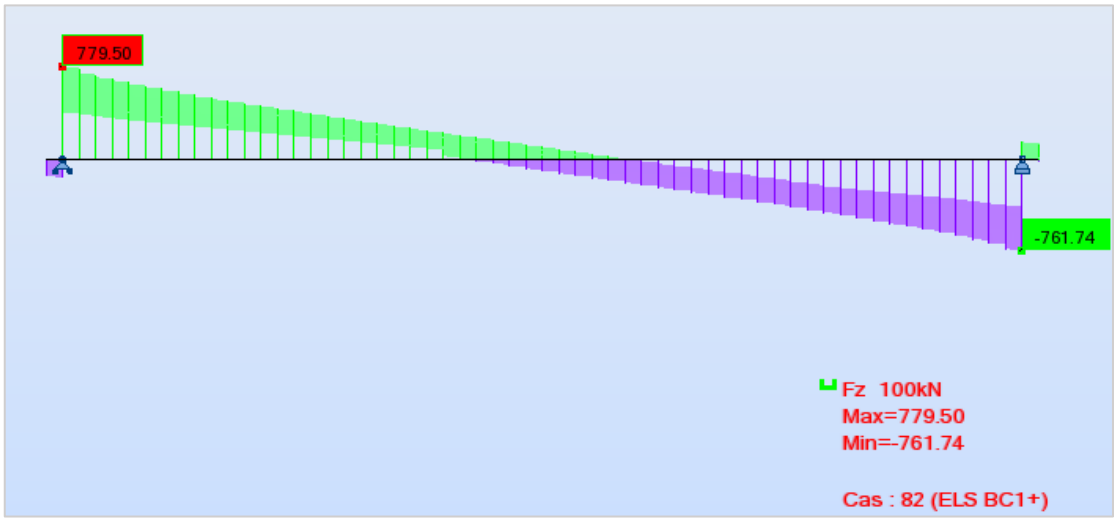


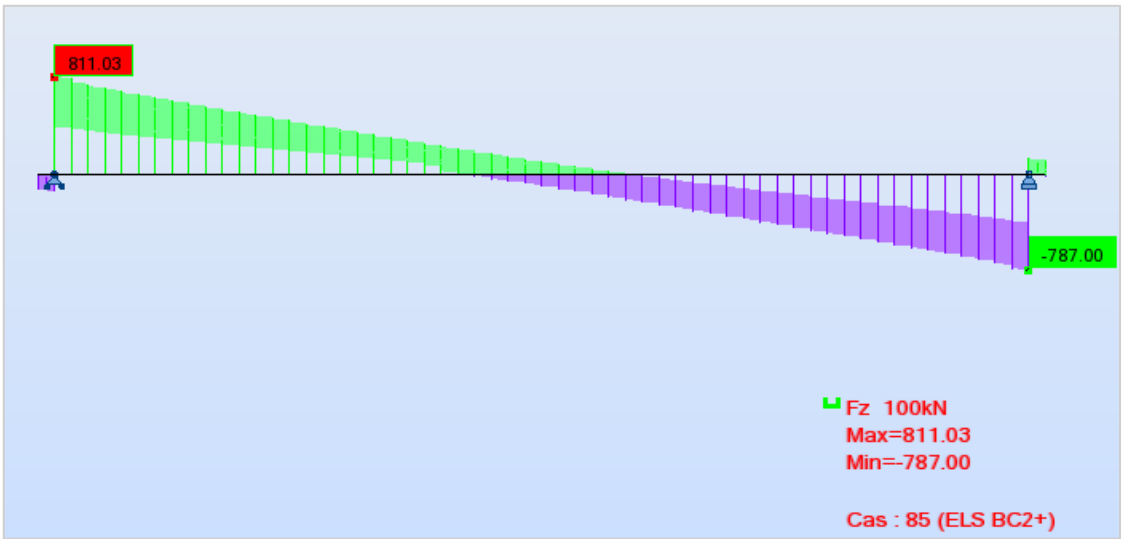
COMBINAISONS ELS

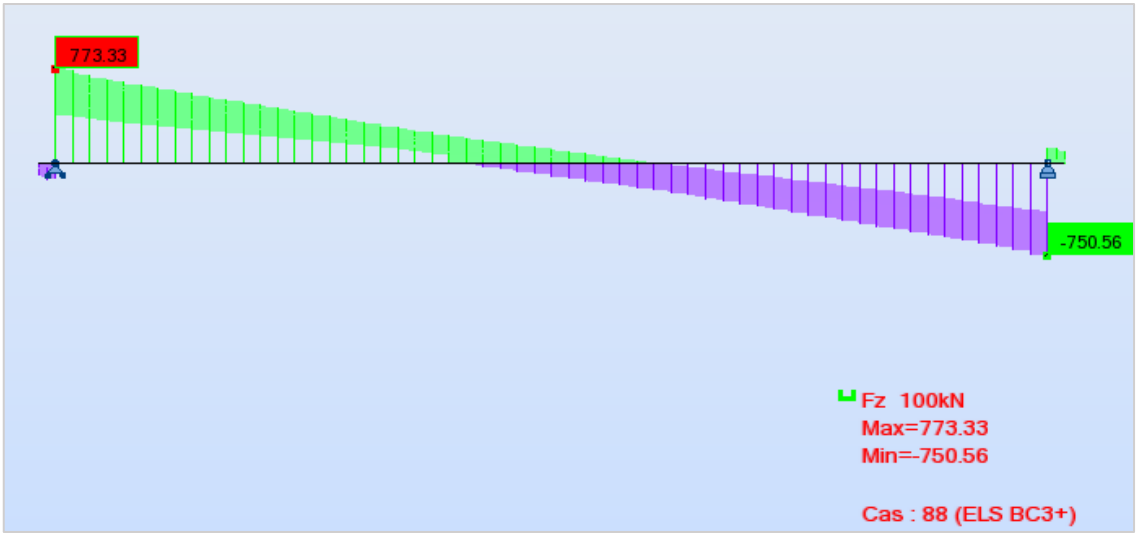


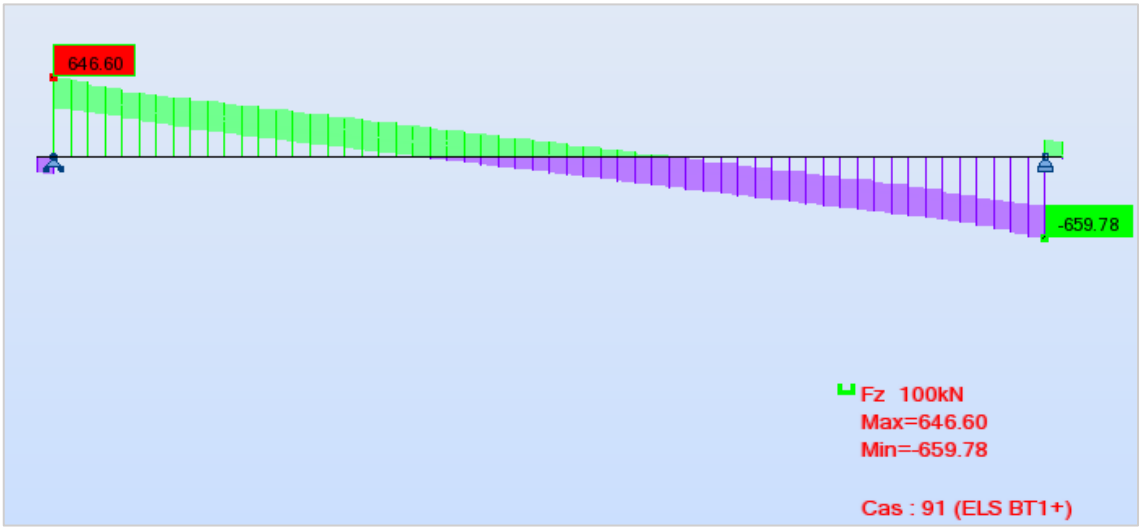


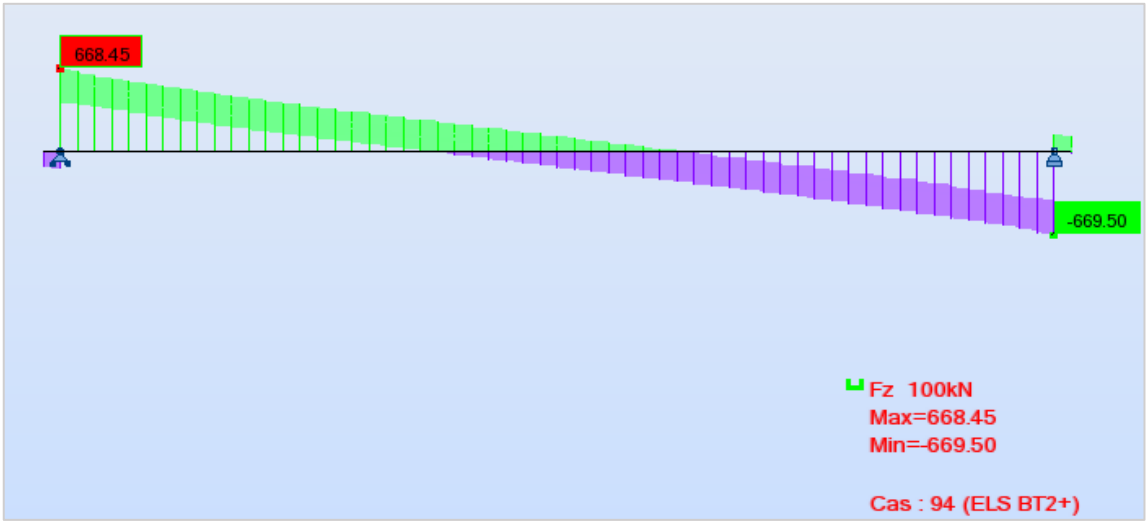

627.28
-627.17
Fz 100kN
Max=627.28
Min=-627.17
Cas : 26 (ELS AL3)

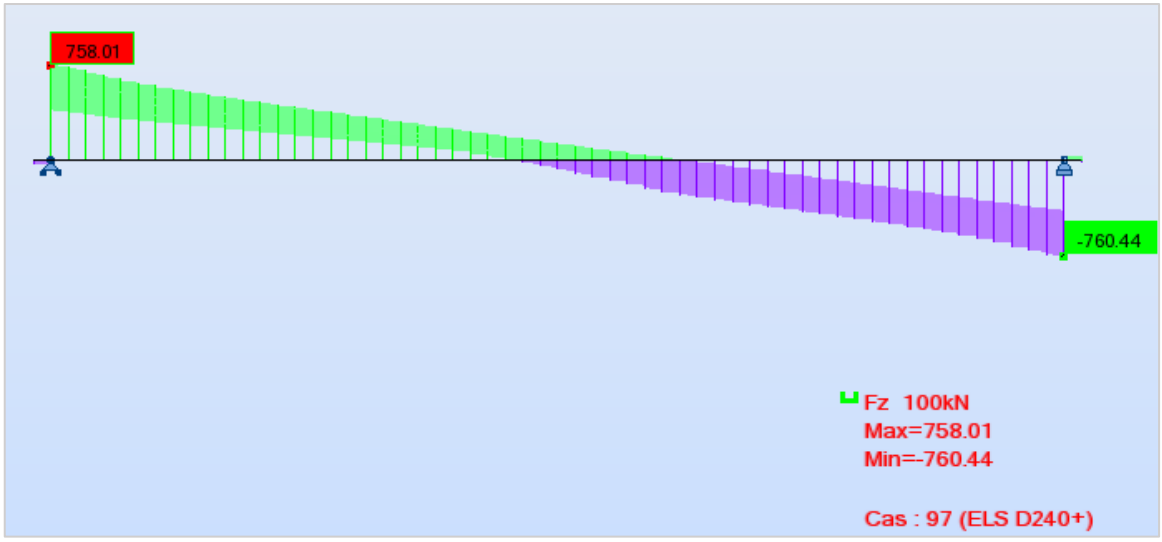

779.50
-761.74
Fz 100kN
Max=779.50
Min=-761.74
Cas : 82 (ELS BC1+)

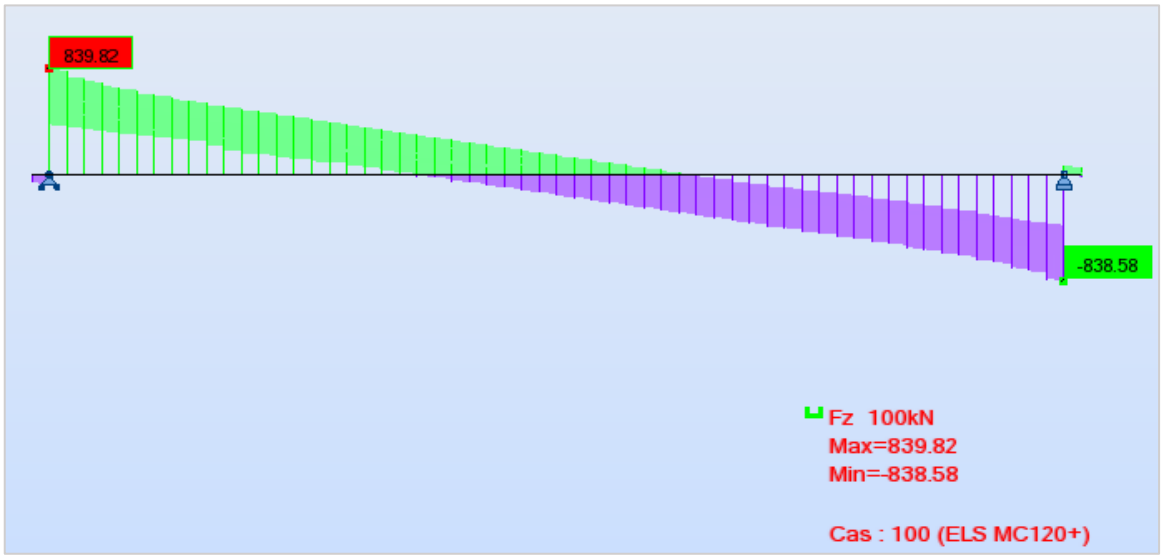

811.03
-787.00
Fz 100kN
Max=811.03
Min=-787.00
Cas : 85 (ELS BC2+)


773.33
-750.56
Fz 100kN
Max=773.33
Min=-750.56
Cas : 88 (ELS BC3+)


646.60
-659.78
Fz 100kN
Max=646.60
Min=-659.78
Cas : 91 (ELS BT1+)

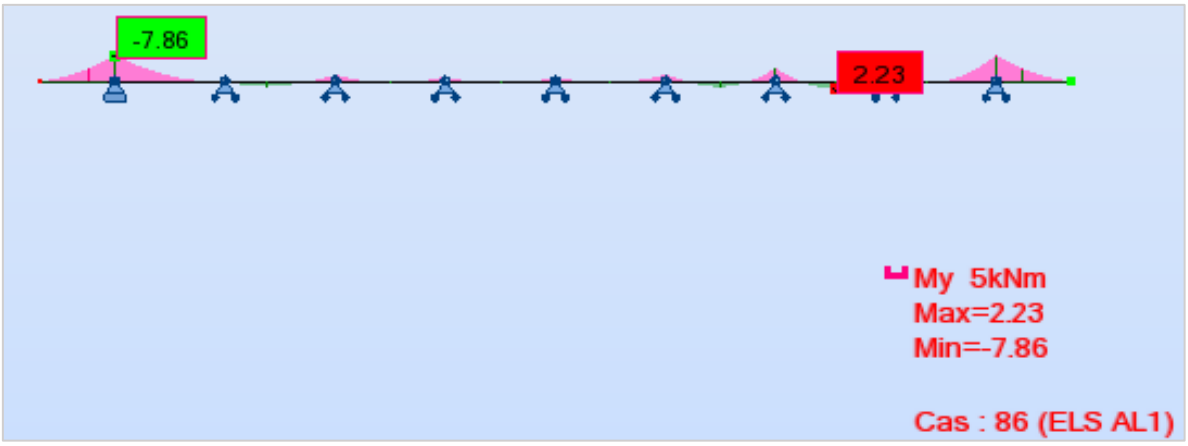

668.45
-669.50
Fz 100kN
Max=668.45
Min=-669.50
Cas : 94 (ELS BT2+)

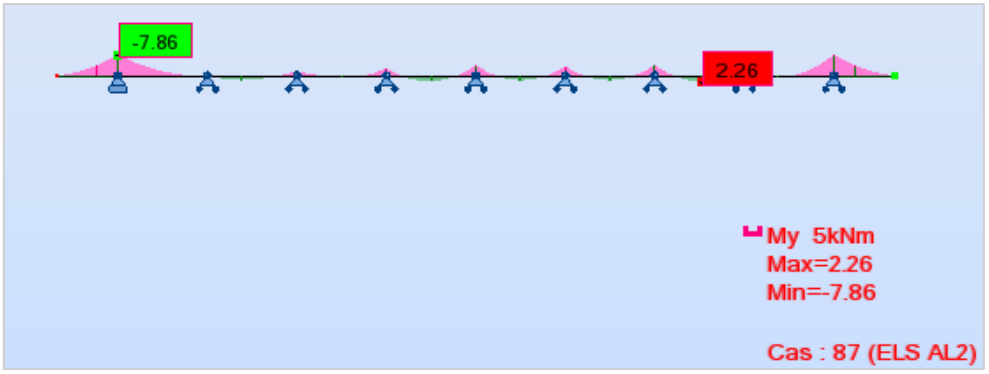


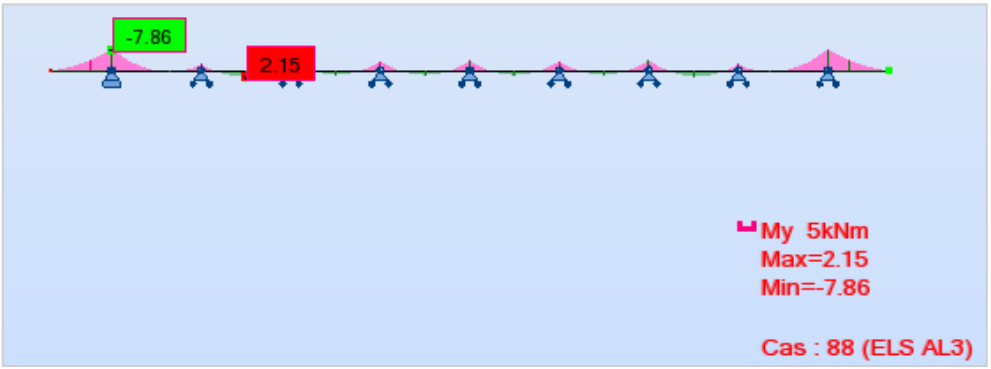


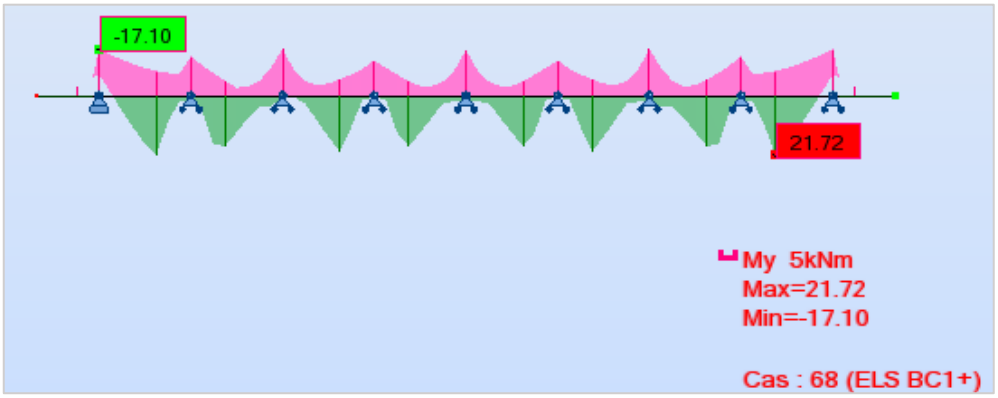
LE MOMENT DE L'HOURDIS

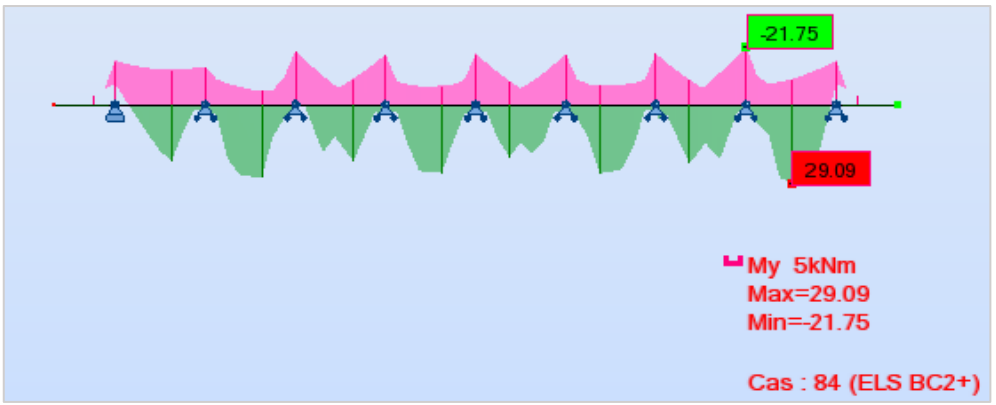
COMBINAISONS ELS

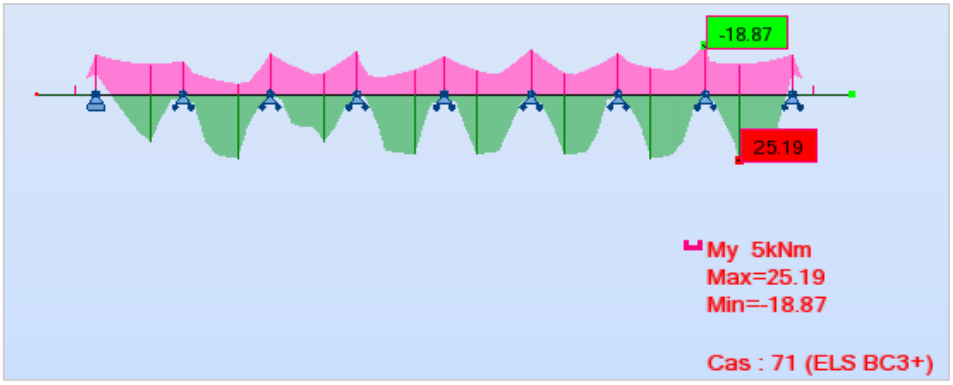


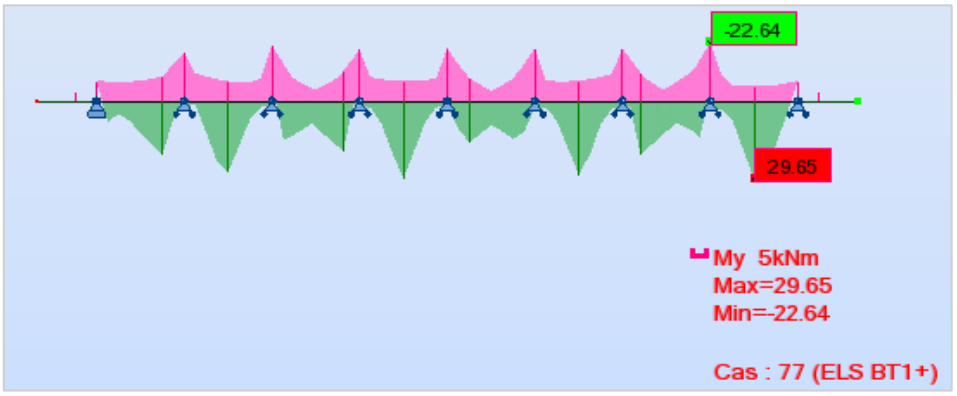

-7.86
2.26
My 5kNm
Max=2.26
Min=-7.86
Cas : 87 (ELS AL2)

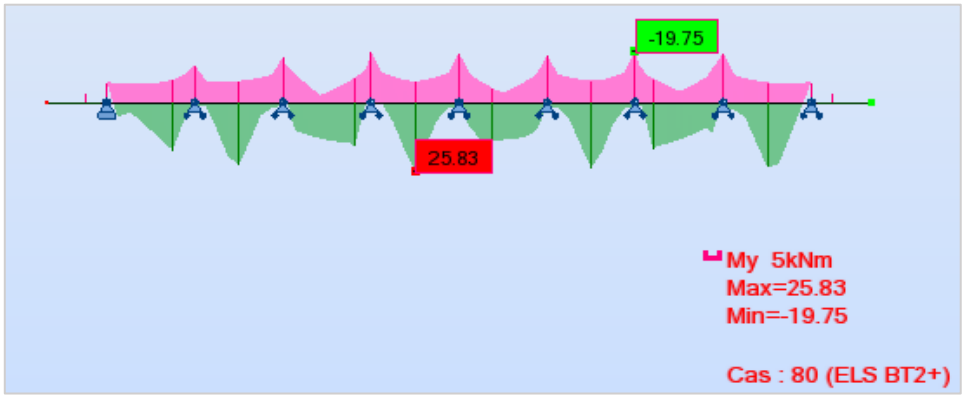

-7.86
2.15
My 5kNm
Max=2.15
Min=-7.86
Cas : 88 (ELS AL3)

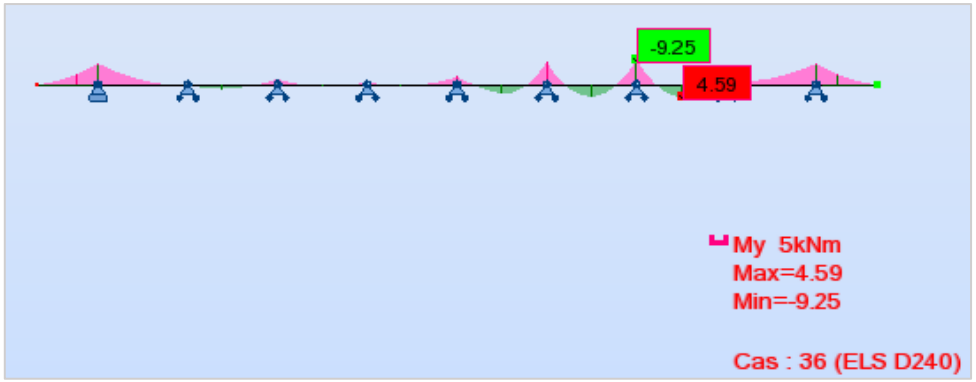

-17.10
21.72
My 5kNm
Max=21.72
Min=-17.10
Cas : 68 (ELS BC1+)

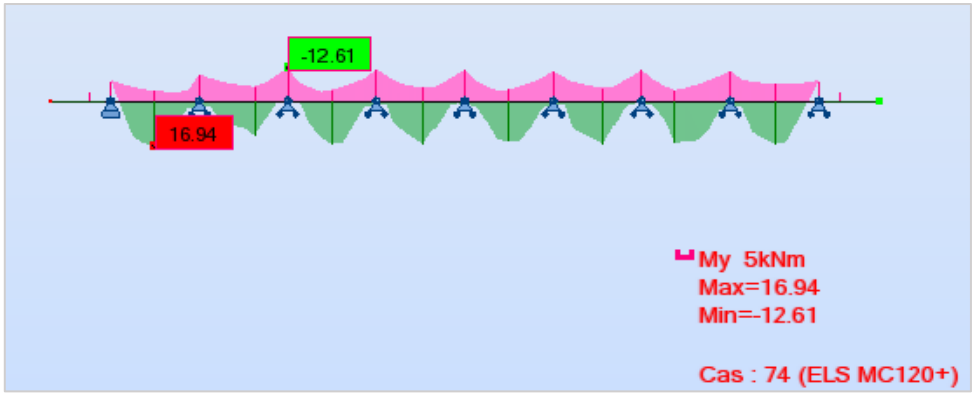

-21.75
29.09
My 5kNm
Max=29.09
Min=-21.75
Cas : 84 (ELS BC2+)


-18.87
25.19
My 5kNm
Max=25.19
Min=-18.87
Cas : 71 (ELS BC3+)


-22.64
29.65
My 5kNm
Max=29.65
Min=-22.64
Cas : 77 (ELS BT1+)

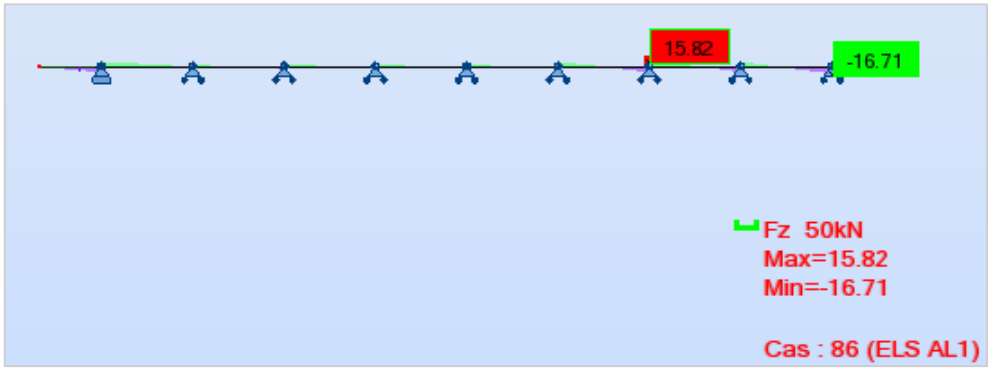

-19.75
25.83
My 5kNm
Max=25.83
Min=-19.75
Cas : 80 (ELS BT2+)

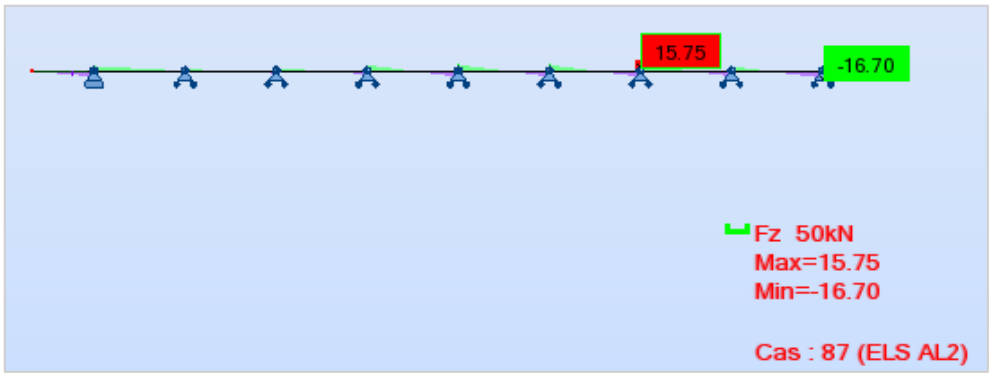

-9.25
4.59
My 5kNm
Max=4.59
Min=-9.25
Cas : 36 (ELS D240)

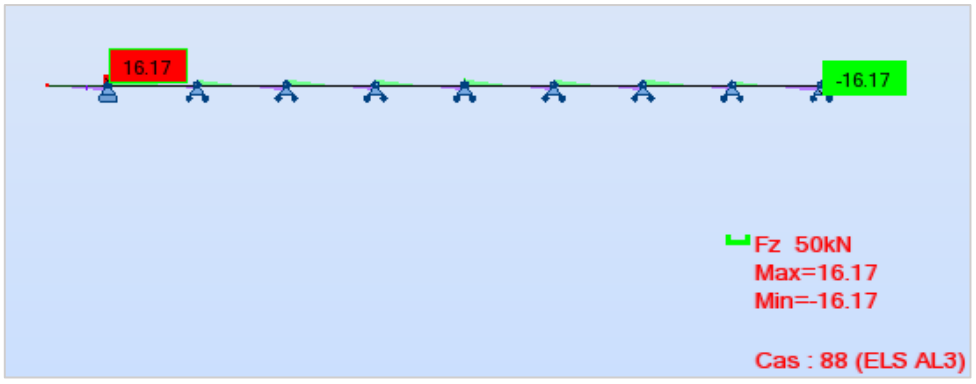


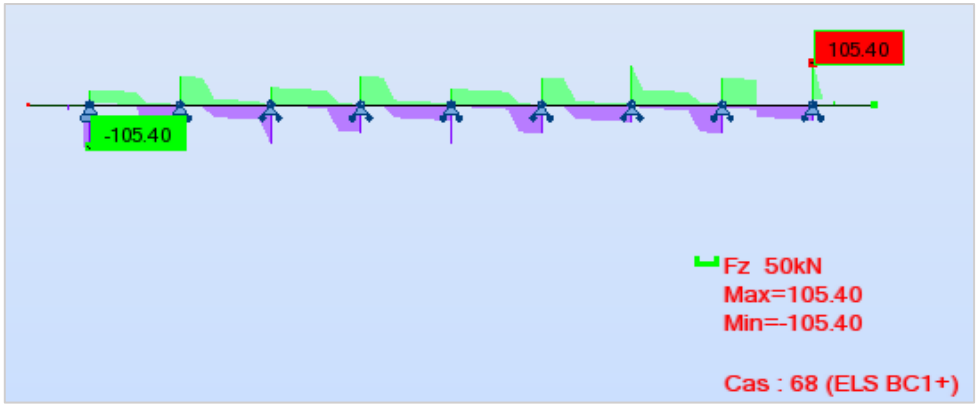
EFFORT TRANCHANT DE L'HOURDIS

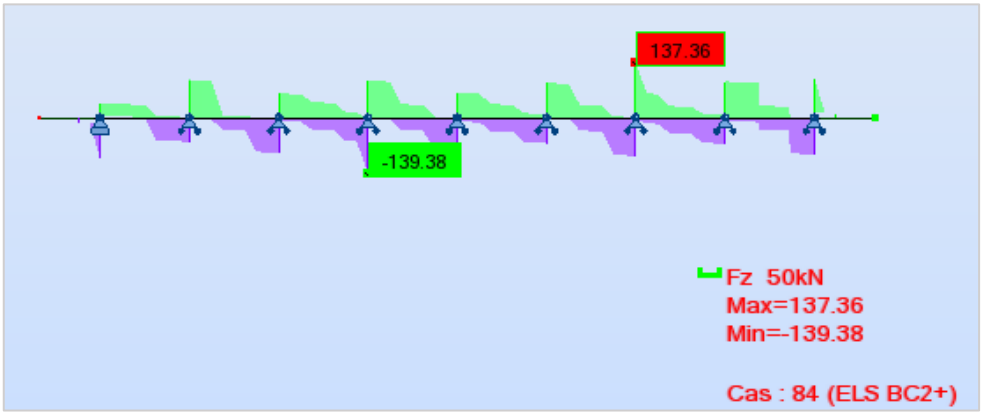
COMBINAISONS ELS

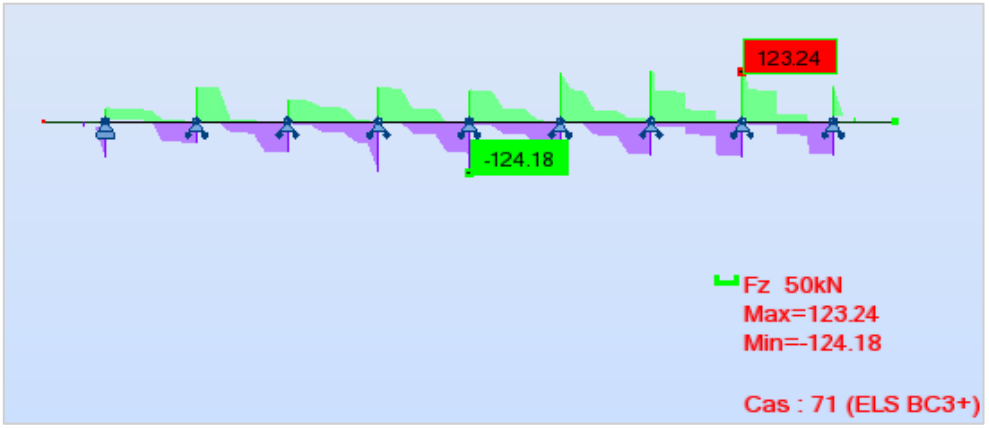


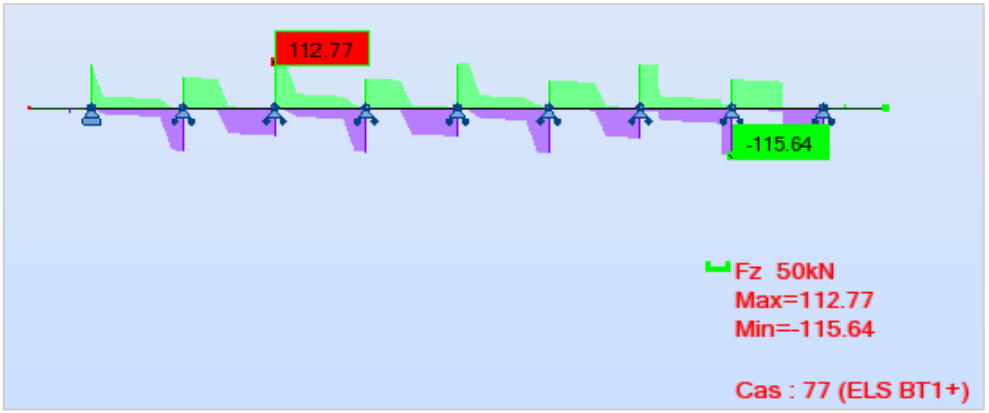


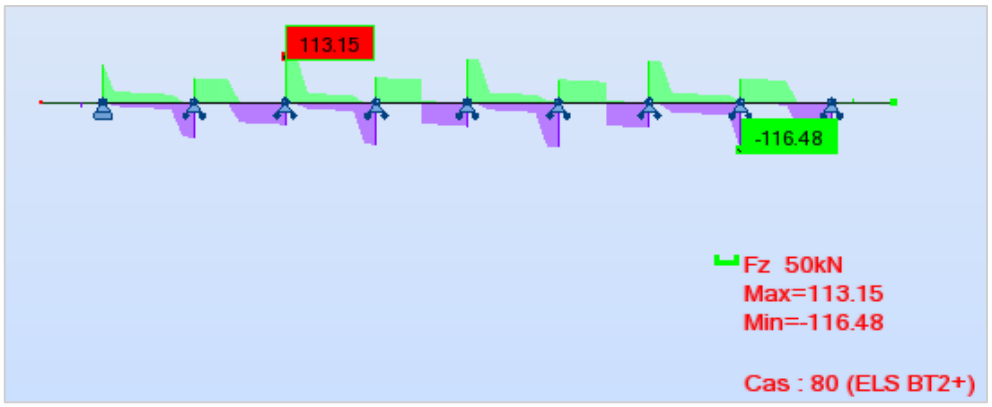


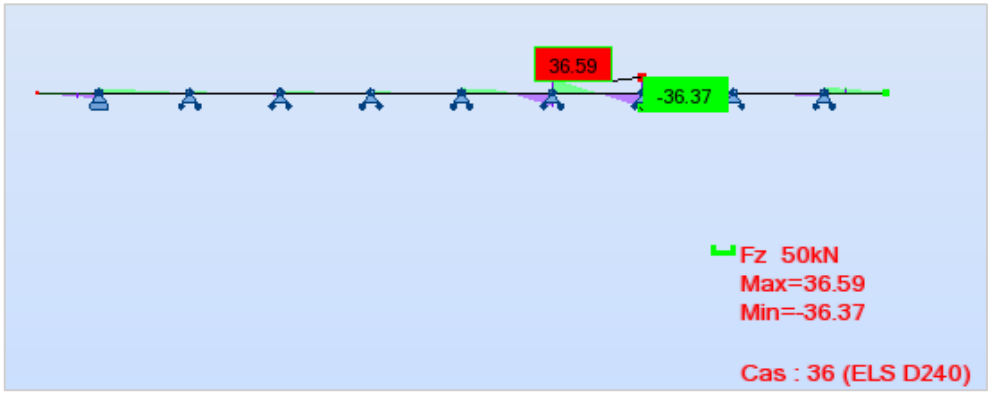

105.40
-105.40
Fz 50kN
Max=105.40
Min=-105.40
Cas : 68 (ELS BC1+)

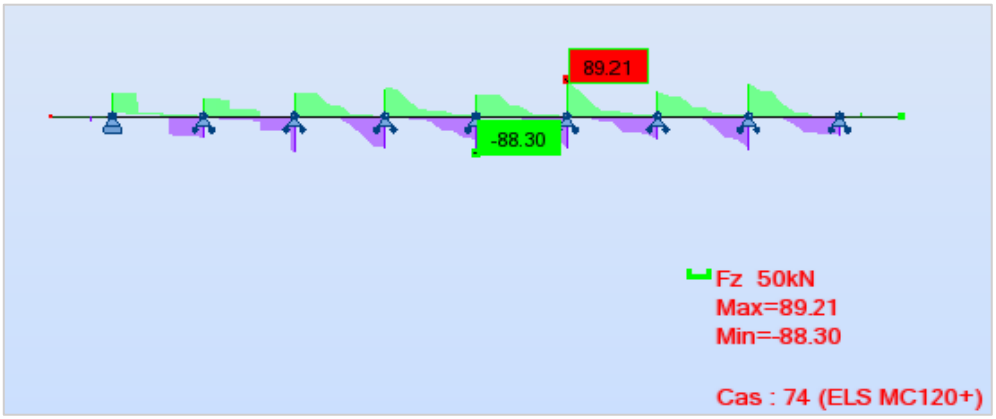

137.36
-139.38
Fz 50kN
Max=137.36
Min=-139.38
Cas : 84 (ELS BC2+)


123.24
-124.18
Fz 50kN
Max=123.24
Min=-124.18
Cas : 71 (ELS BC3+)


112.77
-115.64
Fz 50kN
Max=112.77
Min=-115.64
Cas : 77 (ELS BT1+)

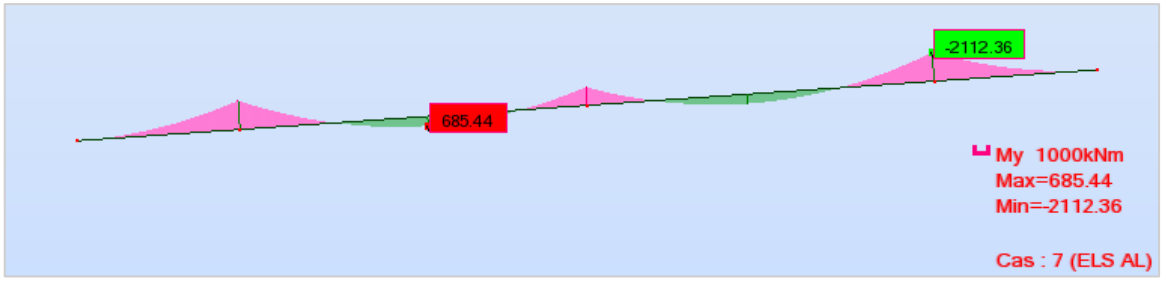


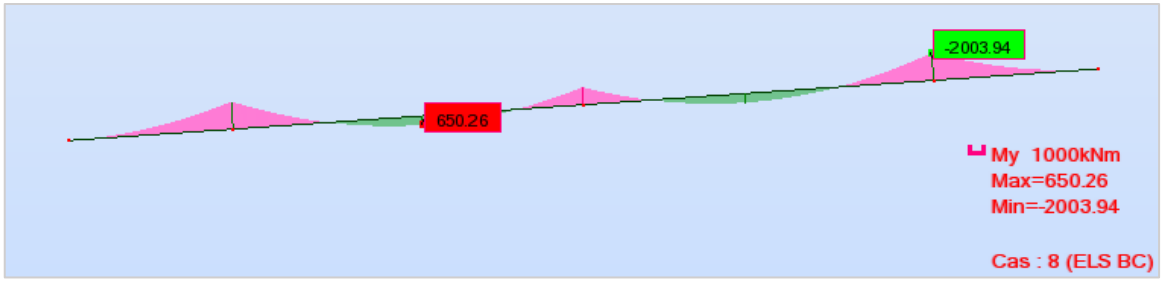


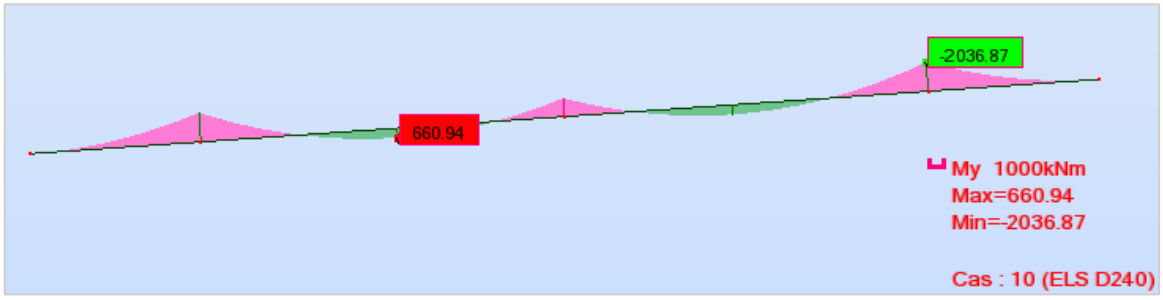


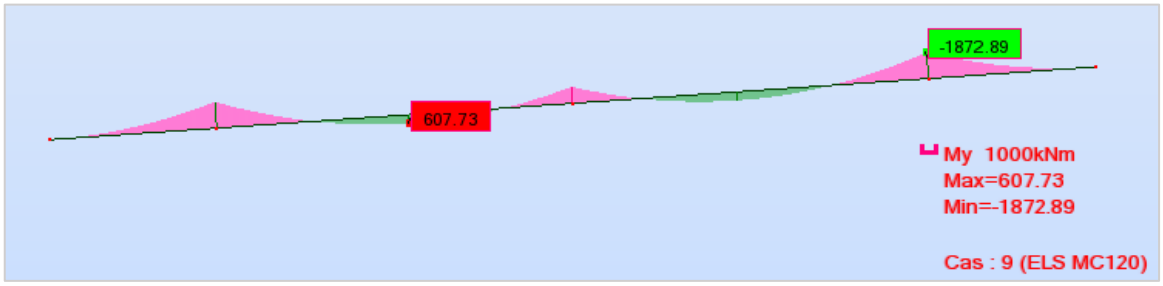
MOMENT DE CHEVETREE

COMBINAISONS ELS



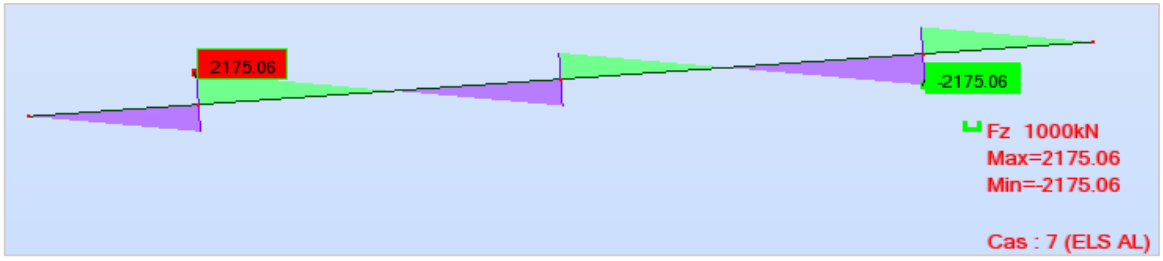


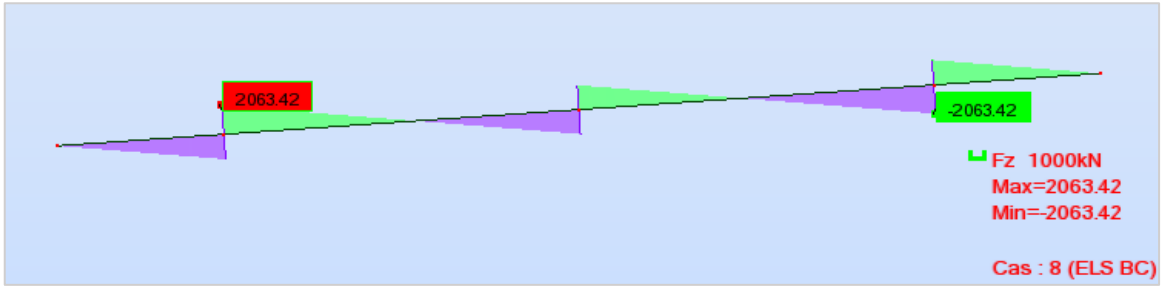


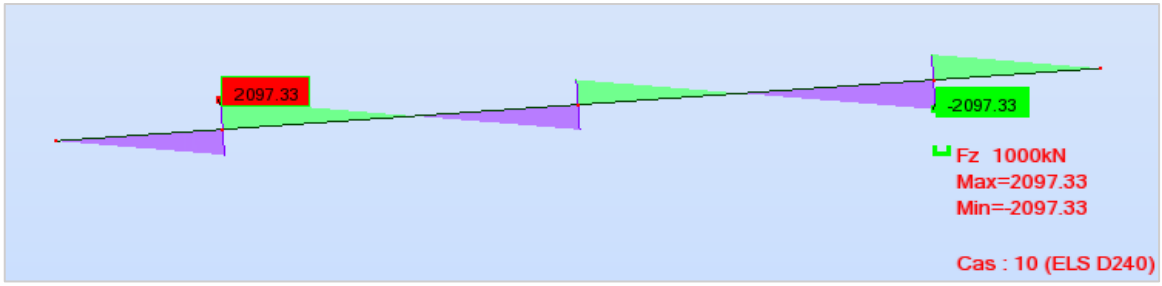


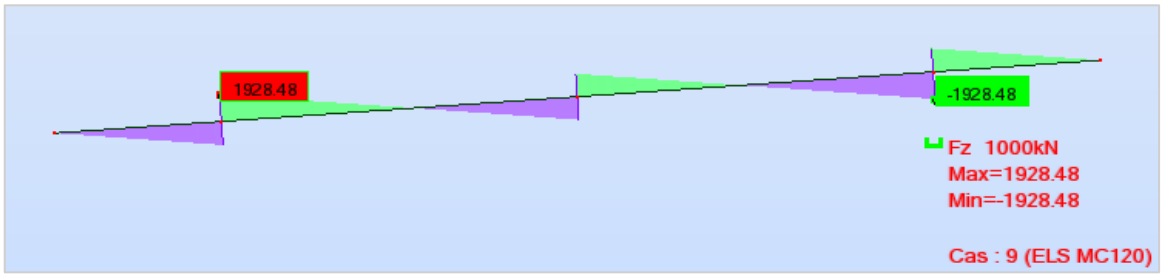
MOMENT DE CHEVETRE

COMBINAISONS ELS






2097.33
-2097.33
Fz 1000kN
Max=2097.33
Min=-2097.33
Cas : 10 (ELS D240)


1928.48
-1928.48
Fz 1000kN
Max=1928.48
Min=-1928.48
Cas : 9 (ELS MC120)

ANNEXE C

TABLEAUX DE CALCULS

ENSTP 2020/2021

REACTIONS DUES AUX SURCHARGES

Système de charge A

Une travée chargée

$Q_{A(l)}$	38.050	KN/ml	Pour une voie chargée
$Q_{A(l)}$	76.100	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	102.735	KN/ml	Pour trois voies chargées

Deux travées chargées

$Q_{A(l)}$	25.55	KN/ml	Pour une voie chargée
$Q_{A(l)}$	51.10	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	68.99	KN/ml	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	$R_{A(l)}$	1541.03	KN
Pile	$R_{A(l)}$	2069.55	KN

Système de charge Bc

Culée	R	454.14	KN	/
	R_{Bc}	583.07	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1079.18	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1406.39	KN	Pour trois voies chargées
Pile	R	503.79	KN	/
	R_{Bc}	646.817	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1197.17	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1560.16	KN	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	R_{Bc}	1406.39	KN
Pile	R_{Bc}	1560.16	KN

Charge militaire MC120

Q_{MC120}	1100	KN
Q_{MC120}	180.33	KN/ml

Réactions

Culée	R	1003.28	KN
	R_{MC120}	1079.96	KN
Pile	R	1061.12	KN
	R_{MC120}	1142.23	KN

Convoi exceptionnel : D240

Q_{D240}	2400	KN
Q_{D240}	129.03	KN/ml

Réactions

Culée	R_{D240}	1671.72	KN
Pile	R_{D240}	2060.69	KN

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Première phase : Après 7 jours

$fc7$	23.18	MPa
$ft7$	1.99	MPa
$\sigma bt1$	-1.39	MPa
$\sigma bt2$	-2.99	MPa
σbc	13.91	MPa
ΔP	10	%
$n\ cable$	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

$fc7$	35.00	MPa
$ft7$	2.70	MPa
$\sigma bt1$	-1.89	MPa
$\sigma bt2$	-4.05	MPa
σbc	21.00	MPa
ΔP	10	%
$n\ cable$	3	

3ème phase : Apres coulage de la dalle

$fc7$	35.00	MPa
$ft7$	2.70	MPa
$\sigma bt1$	-1.89	MPa
$\sigma bt2$	-4.05	MPa
σbc	21.00	MPa
ΔP	15	%
$n\ cable$	3	

Quatrième phase : En service

$fc7$	35.00	MPa
$ft7$	2.70	MPa
$\sigma bt1$	-2.70	MPa
$\sigma bt2$	-4.05	MPa
σbc	21.00	MPa
ΔP	25	%
$n\ cable$	3	

INFRASTRUCTURE

Etude statique

Evaluation des efforts agissants sur pile

Désignation	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M_x	M_y
Fûts	2709.62	/	0.00	5.75	0.00	/
Chevêtre	1078.13	/	0.00	12.13	0.00	/
G Tablier	8277.63	/	0.00	12.75	0.00	/
Hf+r	/	125.61	/	12.75	/	1601.48
HT°	/	79.13	/	12.75	/	1008.93
(Al)	2069.55	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1560.16	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1142.23	/	0.00	/	0.00	/
D240	2060.69	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	91.97	/	12.75	/	1172.62
Bc	/	180.00	/	12.75	/	2295.00

Combinaison à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	12065.38	173.09	2206.84	0.00	2206.84
G+1.2Al	14548.84	283.45	3613.98	0.00	3613.98
G+1.2Bc	13937.57	389.09	4960.84	0.00	4960.84
G+Mc120	13207.61	173.09	2206.84	0.00	2206.84
G+D240	14126.07	173.09	2206.84	0.00	2206.84

Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	16288.26	240.79	3070.04	0.00	3070.04
1.35G+1.6Al	19599.54	387.94	4946.22	0.00	4946.22
1.35G+1.6Bc	18784.52	528.79	6742.04	0.00	6742.04
1.36G+1.35Mc120	19070.19	240.79	3070.04	0.00	3070.04
1.35G+1.35D240	16288.26	240.79	3070.04	0.00	3070.04

Calcul des Pieux

Désignation	N (KN)	H (KN)	X(m)	Y(m)	Mx	My
Semelle	3105.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Fûts	2709.62	/	0.00	7.25	0.00	/
Chevêtre	1078.13	/	0.00	13.63	0.00	/
G Tablier	8277.63	/	0.00	14.25	0.00	/
Hf+r	/	125.61	/	14.25	/	1789.89
HT°	/	79.13	/	14.25	/	1127.63
Somme	15170.38	173.09	/	/	0.00	2466.47

Al	2069.55	/	0.00	/	0.00	/
Bc	1560.16	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1142.23	/	0.00	/	0.00	/
D240	2060.69	/	0.00	/	0.00	/
Freinage Al	/	91.97	/	14.25	/	1310.57
Freinage Bc	/	180.00	/	14.25	/	2565.00

Combinaison à l'ELS

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R1	R2
G	15170.38	173.09	2466.47	0.00	2466.47	1725.01	2067.5798
G+1.2Al	17653.84	283.45	4039.15	0.00	4039.15	1926.23	2487.2266
G+1.2Bc	17042.57	389.09	5544.47	0.00	5544.47	1745.29	2515.3543
G+Mc120	16312.61	173.09	2466.47	0.00	2466.47	1867.79	2210.3582
G+D240	17231.07	173.09	2466.47	0.00	2466.47	1982.60	2325.166

Combinaison à l'ELU

						1ème file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R1	R2
1,35G	20480.01	240.79	3431.22	0.00	3431.22	2321.72	2798.2804
1.35G+1.6Al	23791.29	387.94	5528.13	0.00	5528.13	2590.01	3357.8095
1.35G+1.6Bc	22976.27	528.79	7535.22	0.00	7535.22	2348.76	3395.3131
1.36G+1.35Mc120	23261.94	240.79	3431.22	0.00	3431.22	2669.46	3146.0218
1.35G+1.35D240	20480.01	240.79	3431.22	0.00	3431.22	2321.72	2798.2804

Evaluation des efforts agissants sur la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.50	14.00	6.00
Mur F	7.15	13.17	1.50
DDT	0.30	11.67	4.00
Mur en R	/	/	0.65
Corbeau	/	11.87	/
MGG	2.05	13.17	0.30

(+) : moment stabilisant ; (-) : moment renversant.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	Mx	My
Semelle	3150.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Mur F	3531.21	/	-0.75	5.08	-2648.40	/
DDT	175.05	/	0.20	9.81	35.01	/
Mur en R	688.63	/	2.71	7.23	1866.18	/
Corbeau	71.22	/	0.18	9.49	12.82	/
MGG	202.49	/	-0.15	9.69	-30.37	/
Poids des Terres verticale	5175.91	/	1.50	5.54	7763.87	/
Poids des T sur DDT	371.23	/	0.20	10.39	74.25	/
Poussée de terre	/	3101.79	/	-4.63	/	-14350.96
Poids Sur 10kN/m²	356.10	/	1.50	/	534.15	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	426.96	/	-5.45	/	-2326.95

Effort dus au tablier

RG	4138.82	/	-0.90	/	-3724.93	/
RAl	1541.03	/	-0.90	/	-1386.92	/
RBc	1406.39	/	-0.90	/	-1265.75	/
RMc120	1079.96	/	-0.90	/	-971.97	/
RD240	1671.72	/	-0.90	/	-1504.55	/
Hf+r	/	62.80	/	-8.65	/	-543.25
HT°	/	39.57	/	-8.65	/	-342.25
Freinage Al	/	145.33	/	-8.65	/	-1257.09
Freinage Bc	/	180.00	/	-8.65	/	-1557.00

Combinaison à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	17504.55	3188.34	-17426.51	3348.41	-14078.10
G+0.6T+1.2Q	17931.87	3700.69	-20218.85	3989.39	-16229.46
G+0.6T+1.2A(l)	19353.78	3362.73	-18935.02	1684.11	-17250.91
G+0.6T+1.2Bc	19192.22	3404.336	-19294.91	1829.51	-17465.40
G+0.6T+Mc120	18584.52	3188.34	-17426.51	2376.45	-15050.06
G+0.6T+D240	19176.28	3188.34	-17426.51	1843.86	-15582.65

Combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	23631.15	4307.81	-20415.21	4520.36	-15894.85
1.35G++0.9T+1.6Q	24200.91	4990.96	-24138.33	5375.00	-18763.33
1.35G+0.9T+1.6A(l)	26096.79	4540.34	-22426.55	2301.28	-20125.27
1.35G+0.9T+1.6Bc	25881.37	4595.81	-22906.41	2495.16	-20411.25
1.35G+0.9T+1.35Mc120	25089.10	4307.81	-20415.21	3208.20	-17207.00
1.35G+0.9T+1.35D240	25887.98	4307.81	-20415.21	2489.21	-17925.99

Calcul des Pieux

Combinaisons à l'ELS

	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	1210.42	3165.71
G+0.6T+1.2Q	1114.44	3368.53
G+0.6T+1.2A(l)	1221.24	3617.20
G+0.6T+1.2Bc	1186.15	3611.90
G+0.6T+Mc120	1277.92	3368.21
G+0.6T+D240	1314.91	3479.16

Combinaisons à l'ELU

	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
1.35G+0.9T	1850.08	4057.70
1.35G++0.9T+1.6Q	1722.10	4328.12
1.35G+0.9T+1.6A(l)	1864.51	4659.69
1.35G+0.9T+1.6Bc	1817.72	4652.62
1.35G+0.9T+1.35Mc120	1941.21	4331.07
1.35G+0.9T+1.35D240	1991.14	4480.86

Etude des éléments de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	3531.2063	/	0	3.58	0	/
DDT	175.05	/	0.95	8.30	166.2975	/
Corbeau	71.22	/	0.93	7.99	66.2346	/
MGG	202.48875	/	0.60	8.19	121.49325	/
Poids des T sur DDT	371.23425	/	0.95	8.30	352.67254	/
Poussée Mur Frontal	/	2996.878	/	-3.07	/	-9210.4
Poussée Sur 10kN/m²	/	400.7104	/	-4.61	/	-1847.28

Efforts dus au tablier

RG	4138.82	/	-0.15	/	-620.82	/
RAl	1541.03	/	-0.15	/	-231.15	/
RBc	1406.39	/	-0.15	/	-210.96	/
RMc120	1079.96	/	-0.15	/	-161.99	/
RD240	1671.72	/	-0.15	/	-250.76	/
Hf+r	/	62.80	/	-7.16	/	-449.67
HT°	/	39.57	/	-7.16	/	-283.29
Freinage Al	/	145.33	/	-7.16	/	-1040.55
Freinage Bc	/	180.00	/	-7.16	/	-1288.80

Combinaisons à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	8490.01	3083.42	-9830.05	85.88	-9744.17
G+0.6T+1.2Q	8490.01	3564.27	-12046.78	85.88	-11960.90
G+0.6T+1.2A(l)	10339.24	3257.81	-11078.71	-191.51	-11270.22
G+0.6T+1.2Bc	10177.68	3299.420	-11376.61	-167.27	-11543.88
G+0.6T+Mc120	9569.98	3083.42	-9830.05	-76.12	-9906.17
G+0.6T+D240	10161.74	3083.42	-9830.05	-164.88	-9994.93

Combinaisons à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	11461.52	4166.18	-13296.06	115.93	-13180.13
1.35G+0.9T+1.6Q	11461.52	4807.32	-16251.70	115.93	-16135.77
1.35G+0.9T+1.6A(l)	13927.16	4398.70	-14960.94	-253.91	-15214.86
1.35G+0.9T+1.6Bc	13711.74	4454.18	-15358.14	-221.60	-15579.74
1.35G+0.9T+1.35Mc120	12919.47	4166.18	-13296.06	-102.76	-13398.82
1.35G+0.9T+1.35D240	13718.35	4166.18	-13296.06	-222.59	-13518.66

Mode propre :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
1	0,98	1,02	0	25,67	0	25,67	7153974,51	7153974,51
2	1	1	35,99	25,80	35,99	0,14	7153974,51	7153974,51
3	1,05	0,95	51,52	41,81	15,53	16	7153974,51	7153974,51
4	1,06	0,94	68,42	56,59	16,89	14,79	7153974,51	7153974,51
5	1,1	0,91	68,54	56,62	0,12	0,03	7153974,51	7153974,51
6	1,12	0,89	68,54	56,86	0	0,24	7153974,51	7153974,51
7	1,12	0,89	68,87	57,24	0,32	0,38	7153974,51	7153974,51
8	1,13	0,88	71,38	61,64	2,52	4,41	7153974,51	7153974,51
9	1,14	0,88	79,55	62,02	8,17	0,38	7153974,51	7153974,51
10	1,14	0,87	82,35	78,96	2,8	16,94	7153974,51	7153974,51
11	1,15	0,87	82,38	78,96	0,03	0	7153974,51	7153974,51
12	1,15	0,87	82,41	80,52	0,03	1,56	7153974,51	7153974,51
13	1,16	0,87	82,45	81,88	0,04	1,36	7153974,51	7153974,51
14	1,16	0,86	84,31	81,89	1,87	0,01	7153974,51	7153974,51
15	1,61	0,62	84,34	82,51	0,02	0,62	7153974,51	7153974,51
16	1,65	0,61	84,34	82,56	0	0,05	7153974,51	7153974,51
17	1,72	0,58	84,34	82,63	0	0,07	7153974,51	7153974,51
18	1,75	0,57	84,34	82,63	0	0	7153974,51	7153974,51
19	1,77	0,57	84,34	82,63	0	0	7153974,51	7153974,51
20	1,78	0,56	84,34	82,63	0	0	7153974,51	7153974,51
21	1,8	0,56	84,34	82,64	0	0,01	7153974,51	7153974,51
22	3,7	0,27	85,23	82,67	0,89	0,03	7153974,51	7153974,51
23	3,82	0,26	85,26	83,67	0,03	1	7153974,51	7153974,51
24	4,7	0,21	86,66	83,69	1,4	0,02	7153974,51	7153974,51

25	**4,83**	**0,21**	**86,74**	**85,25**	**0,08**	**1,57**	**7153974,51**	**7153974,51**
26	**4,85**	**0,21**	**86,91**	**85,49**	**0,16**	**0,24**	**7153974,51**	**7153974,51**
27	**4,92**	**0,2**	**89,49**	**85,69**	**2,58**	**0,2**	**7153974,51**	**7153974,51**
28	**4,96**	**0,2**	**89,49**	**85,69**	**0**	**0**	**7153974,51**	**7153974,51**
29	**5,08**	**0,2**	**89,5**	**85,69**	**0,01**	**0**	**7153974,51**	**7153974,51**
30	**5,36**	**0,19**	**91,53**	**85,91**	**2,03**	**0,22**	**7153974,51**	**7153974,51**
31	**5,79**	**0,17**	**94,36**	**86,14**	**2,83**	**0,22**	**7153974,51**	**7153974,51**
32	**5,94**	**0,17**	**96,4**	**86,17**	**2,04**	**0,04**	**7153974,51**	**7153974,51**
33	**6,12**	**0,16**	**96,44**	**88,14**	**0,04**	**1,97**	**7153974,51**	**7153974,51**
34	**6,51**	**0,15**	**96,48**	**88,15**	**0,04**	**0**	**7153974,51**	**7153974,51**
35	**6,51**	**0,15**	**96,7**	**88,45**	**0,23**	**0,3**	**7153974,51**	**7153974,51**
36	**6,51**	**0,15**	**97,56**	**88,48**	**0,86**	**0,03**	**7153974,51**	**7153974,51**
37	**6,51**	**0,15**	**97,57**	**89,28**	**0,01**	**0,8**	**7153974,51**	**7153974,51**
38	**7,92**	**0,13**	**97,83**	**92,54**	**0,26**	**3,26**	**7153974,51**	**7153974,51**

Evaluation de la réaction horizontale Ry à la base de chaque fût.

	P01	P02	P03	P04	P05	P06
E1	675.72	842.25	406.22	379.87	724.11	341.57
E2	2019.52	2078.44	8039.74	771.77	2179.96	698.80

Evaluation de la réaction horizontale Rx à la base de chaque fût.

	P01	P02	P03	P04	P05	P06
E1	2011.55	2091.42	784.39	764.56	1832.23	680.23
E2	679.62	787.11	387.35	376.74	604.82	338.73

ANNEXE D

FERRAILLAGE

ENSTP 2020/2021

HOURDIS :

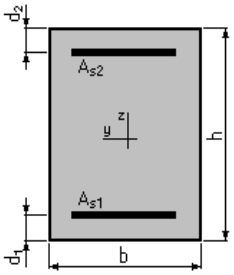
Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypotheses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	41.13	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	29.65	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.1 (cm2)
théorique ρ = 0.33 (%)
minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 41.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.8 (cm)
Bras de levier: Z = 19.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.98 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 29.65 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 5.3 (cm)
Bras de levier: Z = 18.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

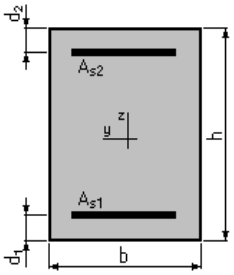
Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypotheses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	30.12	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	22.64	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.1 (cm2)
théorique ρ = 0.25 (%)
minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 30.12 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.3 (cm)
Bras de levier: Z = 19.5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.72 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 22.64 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 4.7 (cm)
Bras de levier: Z = 18.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 18.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

CHEVETRE :

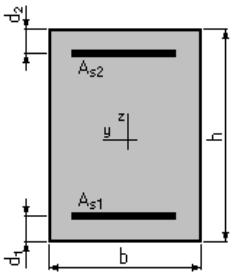
Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 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 = 250.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	922.95	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	685.44	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30.0 (cm2)

théorique ρ = 0.10 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 922.95 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.67 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.3 (cm)
Bras de levier: Z = 118.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 685.44 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.24
Position de l'axe neutre: y = 19.1 (cm)
Bras de levier: Z = 113.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 13.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

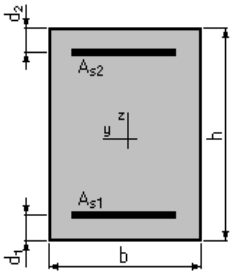
Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 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 = 250.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-2844.30	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-2112.36	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 76.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)
théorique ρ = 0.26 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -2844.30 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10.9 (cm)
Bras de levier: Z = 115.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -2112.36 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 28.9 (cm)
Bras de levier: Z = 110.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

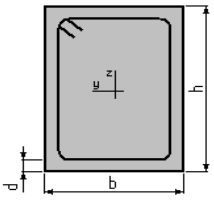
Armature transversal ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



b = 250.0 (cm)
h = 125.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	2928.73	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13.8 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1.5 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 14
Espacement : S_t = 4.4 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm)

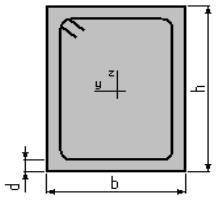
Armature transversal ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



b = 250.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	2928.73	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13.8 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 4.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

FUT DE LA PILE :

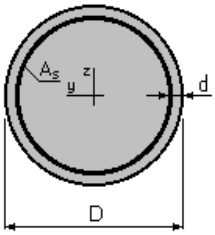
Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 200.0(cm)

d = 5.0(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	4849.61	1204.66	0.00
2.	ELS	6533.18	1648.74	0.00
3.	ELA	4021.79	8073.41	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 314.2 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 314.2 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 1570.8 (cm2)

théorique ρ = 1.00 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 4849.61 (kN) M_y = 1204.66 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8.83 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 181.2 (cm)

Bras de levier: Z = 113.9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.26 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =51.7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 6533.18 (kN) M_y = 1648.74 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.65

Position de l'axe neutre: y = 209.0 (cm)

Bras de levier: Z = 117.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 50.6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 4021.79 (kN) M_y = 8073.41 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 65.8 (cm)

Bras de levier: Z = 163.4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 6.85 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

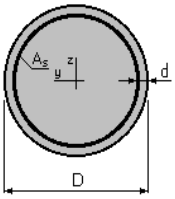
Armatures transversales ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 200.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	114.66	6533.18
2.	ELA	811.90	4021.79

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.0 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 16
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

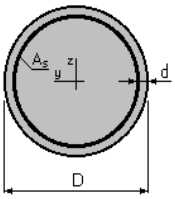
Armatures transversales ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 200.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	114.66	6533.18
2.	ELA	811.90	4021.79

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.0 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 16
Espacement : S_t = 11.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

PIEUX PILE :

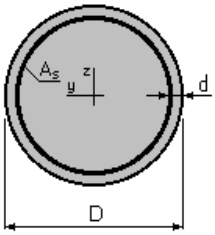
Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	1725.01	165.39	0.00
2.	ELU	2321.72	224.77	0.00
3.	ELA	1667.51	993.48	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 1.00 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1725.01 (kN) M_y = 165.39 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.54

Position de l'axe neutre: y = 158.2 (cm)

Bras de levier: Z = 58.9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 29.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 2321.72 (kN) M_y = 224.77 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.37 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 119.0 (cm)

Bras de levier: Z = 57.6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1667.51 (kN) M_y = 993.48 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 55.4 (cm)

Bras de levier: Z = 83.8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3.44 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

Cerces des pieux

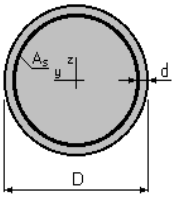
Armatures transversales ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	66.10	224.77
2.	ELA	292.15	993.48

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1.5 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 14
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

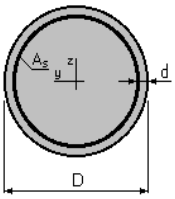
Armatures transversales ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	66.10	224.77
2.	ELA	292.15	993.48

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1.5 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 14
Espacement : S_t = 13.2 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

MUR FRONTAL :

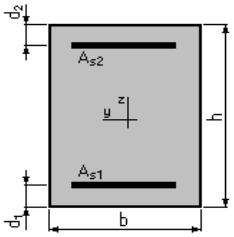
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	870,27	1225,19
2.	ELS	644,65	908,19

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 870,27 (kN) M = 1225,19 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,46 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 14,1 (cm)
Bras de levier: Z = 139,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,07 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 138,2 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 644,65 (kN) M = 908,19 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01
Position de l'axe neutre: y = 35,0 (cm)
Bras de levier: Z = 133,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 25,2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 37,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DALLE DE TRANSITION :

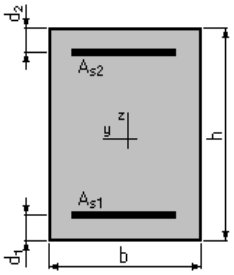
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	99,72	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	74,16	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,53 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 99,72 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,7 (cm)
Bras de levier: Z = 23,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,33 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 74,16 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

CORBEAU :

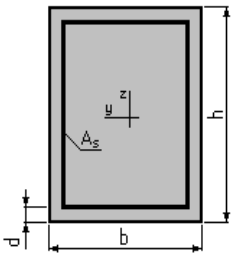
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	99,72
Etat **L**imite de **S**ervice	74,16
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration (cm)	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 5702,38	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum $A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique ρ = 0,42 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

MUR GARDE GREVE :

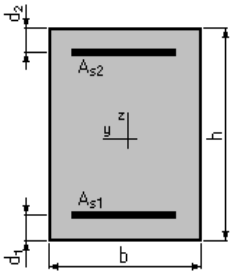
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	153,25	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	114,83	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,85 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 153,25 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 7,5 (cm)
Bras de levier: Z = 22,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,15 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 114,83 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

MUR EN RETOURE :

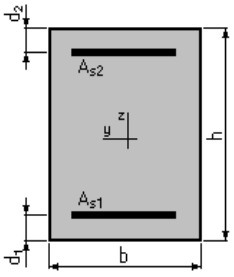
Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	350,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 25,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,0 (cm2)
théorique ρ = 0,43 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 350,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,1 (cm)
Bras de levier: Z = 54,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

MUR EN RETOURE :

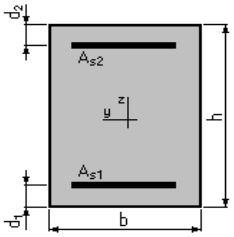
Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	196,86	125,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 325,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 196,86 (kN) M = 125,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29
Position de l'axe neutre: y = 14,5 (cm)
Bras de levier: Z = 55,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 25,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100,00
Position de l'axe neutre: y = 33,5 (cm)
Bras de levier: Z = 48,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

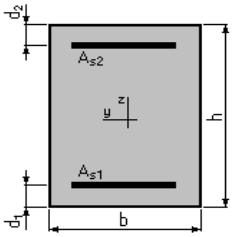
Sens vertical Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	196,86	125,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 325,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 196,86 (kN) M = 125,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29

Position de l'axe neutre: y = 14,5 (cm)
Bras de levier: Z = 55,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 25,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 0,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100,00
Position de l'axe neutre: y = 33,5 (cm)
Bras de levier: Z = 48,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)